



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

TESI DI LAUREA

Monitoraggio dinamico di strutture monumentali e calibrazione di modelli numerici avanzati. Il caso di studio della chiesa di San Francesco a Leonessa.

Dynamic monitoring of monumental structures and calibration of advanced numerical models. The case study of the church of San Francesco in Leonessa.

Relatore: Chiar.mo

Prof. Ing. Francesco Clementi

Tesi di Laurea di:

Luca Pasqualucci

Correlatore:

Prof. Ing. Stefano Lenci

A.A. 2018 / 2019

INDICE

Introduzione	1
Capitolo 1: Vulnerabilità sismica	2
Capitolo 2: Strutture in muratura	8
2.1 La risposta sismica di edifici in muratura	11
2.2 Caratteristiche meccaniche della muratura	17
Capitolo 3: Metodi di modellazione	24
3.1 Modellazione a telaio equivalente	25
3.2 Modellazione agli elementi finiti	33
Capitolo 4: Monitoraggio strutturale	39
4.1 Structural Health Monitoring – SHM.....	40
4.2 Classificazione	42
4.3 Applicazioni	44
Capitolo 5: Identificazione dinamica	45
5.1 Tecniche di identificazione dinamica	48
5.2 Analisi modale Operazionale: OMA	49

Capitolo 6: Conoscenza della Chiesa di San Francesco a Leonessa	55
6.1 Introduzione	55
6.2 Analisi storica ed evoluzione della struttura	56
6.3 Analisi tecnica.....	65
6.4 Inquadramento territoriale	80
6.5 Inquadramento sismico dell'area	81
6.6 Aspetti conoscitivi	86
6.7 Rilievo architettonico	92
6.7.1 Rilievo architettonico del complesso	92
6.7.2 Rilievo architettonico della torre.....	96
6.8 Quadro fessurativo	101
Capitolo 7: Modellazione ed analisi modale della struttura	103
7.1 Introduzione	103
7.2 Modello agli elementi finiti.....	104
7.3 Analisi dei carichi.....	115
7.4 Analisi modale	118
Capitolo 8: Il monitoraggio dinamico della struttura	121
8.1 Introduzione	121
8.2 Strumentazione utilizzata.....	122
8.3 Layout sensori.....	124
8.4 Trattamento dei dati acquisiti	129
8.5 Identificazione dinamica	131

Capitolo 9: Calibrazione del modello numerico della Chiesa 136

9.1 Calibrazione delle frequenze proprie 136

9.2 Calibrazione delle forme modali 140

Capitolo 10: Conclusioni..... 149

Bibliografia

Ringraziamenti

INTRODUZIONE

L'elevata sismicità del territorio italiano e la presenza di una vasta quantità di edifici storici, richiede l'adozione di misure sempre più efficaci per limitare gli effetti dei terremoti sulle strutture, e l'aumento della sicurezza di un edificio, può trarre importanti benefici da un'approfondita conoscenza del comportamento dinamico della struttura. A tal fine, nella tesi vengono inizialmente approfonditi gli aspetti che riguardano le caratteristiche meccaniche della muratura e la risposta sismica degli edifici in muratura, sono riportati i metodi di modellazione degli edifici in muratura e i diversi metodi di analisi. Infine vengono introdotti i concetti di monitoraggio dinamico della struttura "Structural Health Monitoring" e di identificazione dinamica "Operational Modal Analysis", ne vengono definiti i principi e gli obiettivi.

Il caso di studio trattato è la *Chiesa di San Francesco a Leonessa* in provincia di Rieti. In primo luogo è stato realizzato un modello agli elementi finiti, utilizzando il software Midas FEA, con il quale è stato possibile elaborare la caratterizzazione numerica della risposta dinamica delle strutture. Successivamente è stato effettuato il monitoraggio dinamico della torre attraverso l'utilizzo di sensori monoassiali ad alta sensibilità, che permettono di acquisire le vibrazioni ambientali, considerate come un rumore bianco. I dati sono stati elaborati opportunamente utilizzando il software DEWEsoft X, attraverso l'applicazione di un filtro passa banda e la decimazione dei dati per ottenere una frequenza di campionamento minore di quella di acquisizione. In secondo luogo i dati sono trattati con il software ARTeMIS modal 6.0, con il quale è stata effettuata la caratterizzazione sperimentale dei parametri dinamici della struttura tramite una tecnica output-only. I dati ottenuti sono stati poi utilizzati per calibrare ed aggiornare il modello agli elementi finiti realizzato in precedenza.

1. LA VULNERABILITÀ SISMICA

La sismicità del territorio italiano è una tra le più elevate sia a livello europeo che mondiale, la quale presenta i massimi valori nella parte centro-meridionale della Penisola, lungo la dorsale appenninica, in Calabria, Sicilia ed in alcune aree settentrionali, come il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale. Solo la Sardegna non risente particolarmente di eventi sismici. Per illustrare le dimensioni del problema sismico in Italia sono sufficienti alcuni numeri:

- 30.000 terremoti nell'ultimo millennio, 220 dei quali assolutamente distruttivi
- 120.000 vittime solo nell'ultimo secolo (oltre 80.000 nel terremoto di Reggio Calabria e Messina nel 1908)
- Oltre 100 miliardi di Euro il costo degli interventi di ricostruzione post-terremoto negli ultimi 40 anni.

L'elevato rischio sismico del territorio nazionale dipende, oltre che dalla frequenza ed intensità dei terremoti che periodicamente lo colpiscono, soprattutto dall'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio. Ciò è dovuto alla presenza di un gran numero di edifici di antica costruzione che non offrono garanzie di resistenza dal punto di vista sismico. Circa la metà dei 22.000 centri storici italiani sono situati nei Comuni a più alto rischio sismico. Oltre alle abitazioni e agli edifici pubblici che ospitano servizi strategici (scuole, ospedali, caserme, palazzi sede di funzioni amministrative di ogni livello) anche il sistema infrastrutturale, quello industriale e produttivo, le reti dei servizi ed il patrimonio monumentale ed artistico hanno un elevato grado di vulnerabilità sismica; si stima che solo il 14% degli edifici presenti nelle zone sismiche italiane più pericolose (il 45% dell'intero territorio) siano stati costruiti con criteri antisismici.

Il rischio sismico di un territorio (R) è il risultato dell'interazione tra il fenomeno naturale (sisma) e le principali caratteristiche della comunità esposta; può essere valutato come combinazione di tre parametri: pericolosità (P), vulnerabilità (V) ed esposizione (E):

$$R = P \times V \times E.$$

- *La pericolosità sismica* è definita come la probabilità che, in una data area e in un certo intervallo di tempo, si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità prefissata, magnitudo o accelerazione di picco fissata (espressa in termini di PGA, ovvero il valore di accelerazione massima del suolo misurata nel corso di un terremoto o attesa in un determinato sito); la pericolosità è una caratteristica fisica del territorio e rappresenta la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti (sismicità del sito).
- *La vulnerabilità sismica* è la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità di materiali, modalità di costruzione e scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze sulla struttura.

Affinché gli edifici abbiano una bassa vulnerabilità la normativa attuale impone il rispetto di criteri antisismici, richiedendo che le strutture manifestino una risposta duttile alla sollecitazione tellurica. Il tipo di danno dipende da: tipologia costruttiva dell'edificio, tecniche di costruzione, età, materiali, stato di conservazione.

Quando si verifica un terremoto, il terreno si muove orizzontalmente e/o verticalmente, sottoponendo un edificio a spinte in avanti e indietro. L'edificio inizia così ad oscillare, deformandosi. Se la struttura è duttile, e quindi capace di subire grandi deformazioni, potrà anche subire gravi danni, ma non crollerà.

- *L'esposizione* indica la possibilità che un territorio subisca un danno più o meno elevato in termini economici, di perdita di vite umane e di beni architettonici e culturali.

Le conseguenze di un terremoto dipendono anche dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa sismica. La predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze.

Le norme per le costruzioni in zone sismiche prevedono che gli edifici non si danneggino per terremoti di bassa intensità, non abbiano danni strutturali per terremoti di media intensità e non crollino in occasione di terremoti forti, pur subendo gravi danni alla struttura.

Si parla sempre più spesso di studi di rischio sismico; nell'ingegneria sismica, il rischio associato al verificarsi di un evento sismico, è inteso come la propensione che una situazione si traduca in danno, cioè è la "probabilità che le conseguenze degli effetti di un certo terremoto sul piano economico e sociale superino, in un certo intervallo di tempo, una soglia prefissata (stati limiti)".

L'Italia ha una pericolosità sismica medio-alta dovuta alla frequenza e all'intensità dei fenomeni, una vulnerabilità molto elevata per fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale, produttivo e dei servizi e un'esposizione altissima per densità abitativa e presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo.

La nostra penisola è dunque ad elevato rischio sismico, in termini di vittime, danni alle costruzioni e costi diretti e indiretti attesi a seguito di un terremoto.

Se da un lato non è possibile agire per modificare la pericolosità sismica di un territorio e ben poco si può fare per modificare l'esposizione al rischio sismico, dall'altro abbiamo invece molte possibilità di ridurre la vulnerabilità delle costruzioni e di attuare così politiche di prevenzione e messa in sicurezza degli edifici.

La procedura di valutazione della sicurezza degli edifici esistenti proposta dalle Norme Tecniche ha proprio lo scopo di stimare la vulnerabilità di strutture esistenti e studiare gli interventi di ripristino più opportuni.

In termini tecnici la vulnerabilità sismica di una struttura è rappresentata da un indicatore che mette in relazione la capacità di resistenza della struttura e la richiesta in termini di resistenza e/o spostamento del sisma.

La stima dell'indice di vulnerabilità sismica di un edificio segue l'iter progettuale di 'Valutazione della sicurezza' di cui al paragrafo 8.5 delle NTC che può essere riassunto nei seguenti passaggi.

- Indagine conoscitiva: si definisce lo stato attuale della costruzione mediante rilievi plano-altimetrici, strutturali e dello stato di danno e deformativo della struttura.
- Analisi storico-critica: è lo strumento che guida il progettista nella ricostruzione dello stato di sollecitazione attuale alla luce delle modifiche e degli eventi che hanno interessato l'edificio nel tempo.
- Caratterizzazione meccanica dei materiali: valutazione della capacità di resistenza dei materiali mediante indagini svolte in sito o in laboratorio.
- Definizione dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza:
si definiscono coefficienti riduttivi delle proprietà meccaniche dei materiali via via minori al crescere del grado di approfondimento delle indagini; si va dal livello di conoscenza 1 (Ic1), il minimo consentito, al livello di conoscenza 3 (Ic3), il massimo consentito.

- Analisi strutturale e determinazione della vulnerabilità del sistema strutturale esistente;
- Proposta di eventuali interventi di adeguamento e valutazione del rapporto costi/benefici ottimale

L'indice di vulnerabilità sismica, o meglio l'indicatore di rischio sismico, è un valore numerico che viene utilizzato per riassumere gli esiti di una valutazione di vulnerabilità sismica, almeno dal punto di vista numerico.

L'indicatore di rischio sismico è dato dal rapporto tra la capacità resistente del fabbricato e la domanda in termini di resistenza o spostamento prevista dalla Normativa Tecnica, pertanto l'esito della verifica è positivo (fabbricato che soddisfa i requisiti delle Norme Tecniche) se l'indicatore è maggiore o uguale a 1, negativo se minore di 1.

Con pericolosità sismica, invece, si intende lo scuotimento del suolo atteso in un sito a causa di un terremoto. Essendo prevalentemente un'analisi di tipo probabilistico, si può definire un certo scuotimento solo associato alla probabilità di accadimento nel prossimo futuro. Non si tratta pertanto di previsione deterministica dei terremoti, obiettivo lungi dal poter essere raggiunto ancora in tutto il mondo, né del massimo terremoto possibile in un'area, in quanto il terremoto massimo ha comunque probabilità di verificarsi molto basse.

Nel 2004 sono state redatte dal Gruppo Nazionale per la Difesa del Territorio (GNDT), in collaborazione con l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), le mappe di pericolosità sismica che forniscono un quadro delle aree più pericolose in Italia. La mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale è espressa in termini di accelerazione orizzontale del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_s > 800$ m/s; cat. A). L'Ordinanza PCM n. 3519/2006 ha reso tale mappa uno strumento ufficiale di riferimento per il territorio nazionale.

Per le vigenti norme in materia di progettazione e sicurezza per ogni luogo del territorio nazionale l'azione sismica da considerare nella progettazione si basa su questa stima di pericolosità opportunamente corretta per tenere conto delle effettive caratteristiche del suolo a livello locale.

I colori indicano i diversi valori di accelerazione del terreno che hanno una probabilità del 10% di essere superati in 50 anni. Indicativamente i colori associati ad accelerazioni più basse indicano zone meno pericolose, dove la frequenza di terremoti più forti è minore rispetto a quelle più pericolose, ma questo non significa che non possano verificarsi.

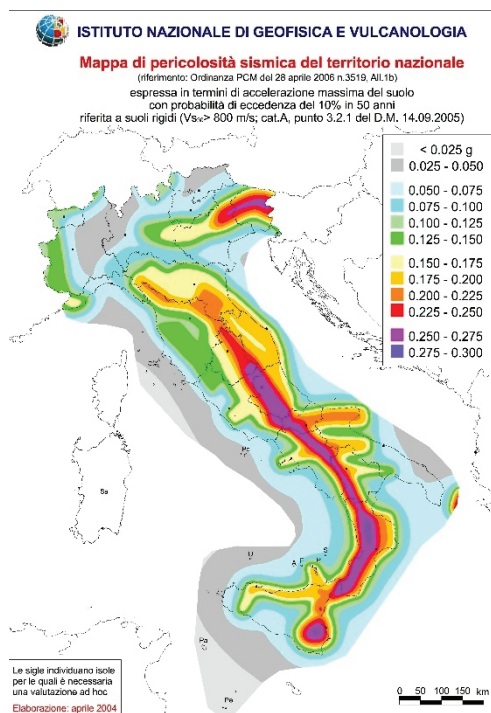


Figura 1.1 mappa di pericolosità sismica del territorio italiano

2. LE STRUTTURE IN MURATURA

La muratura si è sviluppata in modo notevole con lo sviluppo delle grandi civiltà urbane ed è una tipologia costruttiva molto diffusa in Europa e soprattutto nel bacino del Mediterraneo. Inizialmente il muro portante era realizzato a secco, semplicemente sistemando pietre sbozzate una sull'altra; successivamente, in periodi più evoluti i blocchi iniziano ad essere sagomati, per un migliore assestamento degli stessi. Tuttavia, ogni muratura, ad esclusione di quella a secco, è generalmente costituita da un materiale principale resistente (pietre naturali, pietre artificiali, mattoni etc.) e da un materiale meno resistente (malta) la quale ha la funzione di collegare i singoli elementi al fine di ottenere un composto unico e compatto. La malta ha anche la funzione di trasmettere e ripartire le sollecitazioni tra gli elementi principali, in maniera preferibilmente uniforme.

La muratura è una tipologia costruttiva molto diffusa in Europa e come noto, la maggior parte di queste costruzioni giace su territori ad elevata sismicità. Gran parte degli edifici in muratura, inoltre, sono associati ad elevati valori storici, artistici ed architettonici poiché compongono i centri storici delle nostre città.

Gli edifici in muratura comprendono una grande varietà di tipologie edilizie legate alla varietà delle tecniche costruttive e dei materiali utilizzati. Queste variabili rendono la muratura una tipologia costruttiva estremamente complessa, tanto che il comportamento di murature realizzate con gli stessi materiali può differire notevolmente per via della tessitura utilizzata, della dimensione degli elementi e delle caratteristiche meccaniche degli elementi e della malta.

La muratura ordinaria ha avuto, nei secoli, un grande sviluppo ed un vasto impiego. Tuttavia è caratterizzata anche da alcuni svantaggi quali:

- scarsa resistenza alle azioni orizzontali per gli inefficaci collegamenti tra solai e muri;
- limitata libertà in pianta ad ogni piano;
- aperture di limitata estensione;
- limitato numero di piani e limitate dimensioni.

L'elemento murario viene generalmente classificato in quattro categorie, a seconda della funzione assegnata, dei materiali impiegati, della posizione rispetto al piano di campagna e della tecnica di esecuzione.

In base alla funzione possono quindi essere individuati:

- *muri portanti*, se resistenti a carichi verticali;
- *muri di controvento*, se resistenti ad azioni orizzontali;
- *muri di tamponamento*, se separano gli ambienti interni dell'edificio dall'esterno;
- *muri divisorii*, se utilizzati come separatori di spazi interni. In base alla posizione si dividono in:
 - *muri di fondazione*;
 - *muri di elevazione*.

Infine in base alla tecnica di esecuzione si differenziano in:

- *muri a secco*, in cui i blocchi vengono sistemati senza l'utilizzo di malta;
- *muri con leganti*, eseguiti con l'utilizzo, per esempio, di malta;
- *muri a getto*, eseguiti con vari conglomerati e gettati in casseforme.

Nelle costruzioni storiche le pareti con spessore più elevato erano generalmente costituite da più paramenti: due esterni di qualità migliore ed uno interno di qualità variabile (muratura a sacco). A volte il paramento interno era effettuato mediante un semplice riempimento con sabbia ed inerti, per cui i due paramenti esterni risultavano completamente, o quasi, scollegati tra di loro. In casi intermedi il riempimento era effettuato con inerti legati per mezzo di malte di qualità variabile.

Le murature eseguite con mattoni pieni assumono comunemente diverse definizioni a seconda dello spessore e delle diverse modalità di apparecchiatura. Si possono distinguere a tal proposito, le seguenti tipologie di muri:

- *a sacco*
- *ad una testa in foglio o di coltello;*
- *ad una testa;*
- *a due teste;*
- *a tre teste;*
- *a quattro teste.*

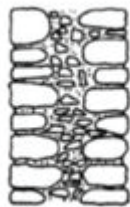


Figura 2.1 muratura a sacco

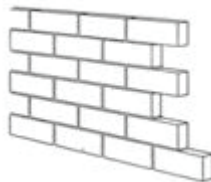


Figura 2.2 muratura in foglio

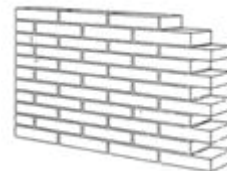


Figura 2.3 muratura ad una testa

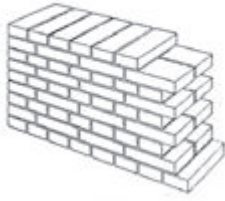


Figura 2.4 muratura a due teste

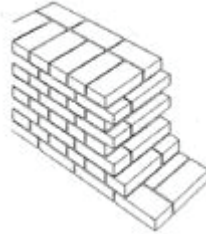


Figura 2.5 muratura a tre teste

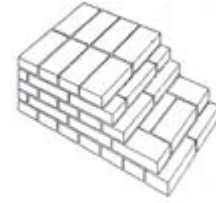


Figura 2.6 muratura a quattro teste

Il comportamento reale degli edifici in muratura è molto complesso, dunque per una corretta analisi occorre ottenere un livello di conoscenza più completo possibile inerente la natura del paramento murario e solo a quel punto valutare un adeguato modulo elastico, che influenzi la rigidità e dunque la distribuzione delle sollecitazioni tra le varie pareti.

2.1 La risposta sismica di edifici in muratura

Nonostante le strutture in muratura abbiano un'ottima capacità di far fronte ad azioni verticali, derivante dai pesi propri e dai carichi variabili, la stessa cosa non si può dire per quanto riguarda le azioni orizzontali.

L'entità delle forze di inerzia che sorgono su una struttura per effetto di un'azione sismica sono funzione, tra le altre cose, anche del periodo di oscillazione proprio della struttura. Gli edifici in muratura risultano essere per la loro natura molto rigidi, sia per le caratteristiche proprie degli elementi murari, sia perché tali strutture hanno in genere una modesta altezza. All'elevata rigidità si associa un basso periodo di oscillazione della struttura a cui consegue una grande amplificazione dell'azione sismica. Al seguito dell'azione sismica si instaurano dei fenomeni di formazione di fessure e plasticizzazioni locali che inducono una perdita di rigidità del sistema in modo che la struttura assuma così un periodo di oscillazione maggiore a cui consegue una riduzione dell'amplificazione dell'azione sismica e una dissipazione di energia smorzando così gli effetti del sisma.

Considerando una parete muraria isolata, questa ha una buona capacità di opporsi ad azioni orizzontali agenti nel proprio piano e quindi idonea ad esplicare la funzione di parete di controvento. Tutt'altro si può dire per il comportamento di una parete in cui le azioni orizzontali sono dirette ortogonalmente al proprio piano, nei confronti delle quali le pareti risultano essere poco resistenti.

Per un corretto funzionamento di una struttura in muratura sottoposta a sisma, gli elementi che la compongono, muri portanti, di controvento e solai, devono essere ben collegati tra loro, in modo da escludere i potenziali meccanismi di crisi fuori piano degli elementi murari e dar luogo ad un comportamento detto scatolare. Al contrario delle strutture più moderne, concepite come strutture intelaiate costituite da elementi verticali (pilastri) e elementi orizzontali (travi) perfettamente connessi tra loro, le costruzioni in muratura mancano di questa continuità strutturale. La mancanza di connessioni tra le parti, favorisce il verificarsi di collassi parziali, in cui è la parte più debole del manufatto a cedere all'azione sismica, senza coinvolgere le parti limitrofe. In caso di sisma infatti, gli edifici in muratura, non manifestano un chiaro comportamento strutturale d'insieme, ma tendono a suddividersi in "macroelementi", ossia porzioni di muratura, che per dimensioni e forma, reagiscono autonomamente al sisma.

Un'ipotesi imprescindibile che sta alla base della teoria della discretizzazione dell'edificio in macroelementi è quella di poter valutare queste parti dell'edificio come monolitiche, e quindi, che la muratura che li compone sia di buona qualità. La risposta al sisma di un edificio in muratura è pertanto quella offerta dai suoi macroelementi: il loro comportamento durante l'azione sismica definisce i cosiddetti meccanismi di danno attivabili, dei quali è possibile verificare la sicurezza rispetto all'azione sismica attesa.

Il livello di qualità della muratura si può analizzare sulla rispondenza o meno della cosiddetta “regola dell'arte” che governa l'esecuzione dell'opera. Una muratura può considerarsi realizzata a regola d'arte se presenta le seguenti caratteristiche:

- *presenza di giunti verticali sfalsati*: è fondamentale per garantire l'effetto “catena” di una parete sotto l'effetto di azioni orizzontali nel piano della parete. Inoltre questo requisito influisce notevolmente sulla diffusione dei carichi verticali concentrati nel piano della parete;

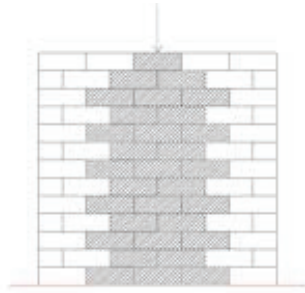


Figura 2.7 trasmissione del carico con giunti sfalsati

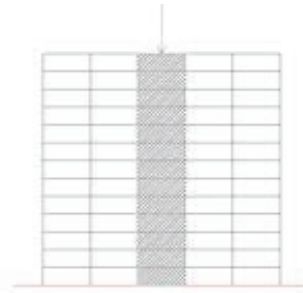


Figura 2.8 trasmissione del carico senza giunti sfalsati

- *presenza di diatoni* per un buon ammortamento dei paramenti murari. I diatoni sono elementi trasversali al piano della parete e passanti totalmente o parzialmente rispetto al suo spessore, al fine di garantire la monoliticità trasversale della parete;

- *presenza di filari orizzontali*: garantisce un appoggio regolare tra gli elementi ed una buona distribuzione dei carichi verticali, inoltre favorisce la formazione di cerniere cilindriche orizzontali;
- *dimensioni dei blocchi adeguate*: è sintomo di buona qualità, la presenza di elementi di grandi dimensioni può far sì che ci siano minori potenziali piani di scorrimento;
- *caratteristiche meccaniche dei blocchi*, fondamentali per un'adeguata risposta della parete, sia in condizioni statiche, sia sotto l'effetto del sisma;
- *qualità della malta*, predominante quando ha una funzione di coesione e non di allettamento. Tuttavia anche una malta scadente aiuta a regolarizzare i contatti e a uniformare e distribuire i carichi. Va però osservato che la presenza di elevate quantità di malta è sempre, o quasi, un fattore negativo.

Quando mancano queste caratteristiche nell'apparecchio murario, prima ancora di procedere con un'analisi strutturale, si rende necessario intervenire per conferire alle murature la monoliticità mancante. Quanto più l'edificio presenta soluzioni costruttive prossime alla regola dell'arte, tanto più il comportamento può essere interpretato attraverso il concetto di suddivisione in macroelementi. Una volta individuati i macroelementi, il loro comportamento all'arrivo dell'azione sismica, definisce i meccanismi di danno, che si suddividono in due categorie fondamentali:

- *meccanismi di primo modo (meccanismi fuori dal piano)*: prevedono il ribaltamento del muro fuori dal piano come conseguenza alla componente dell'azione sismica ortogonale alla parete. Questo modo dipende da questioni di equilibrio fortemente influenzate dalle condizioni al contorno, come ad esempio l'ammortamento tra le pareti e la presenza di elementi spingenti.

In assenza quindi di dispositivi efficaci di trattenimento in sommità e a livello di interpiano (catene, cordoli) la parete muraria non è in grado, se non attraverso il peso proprio, di resistere al ribaltamento.

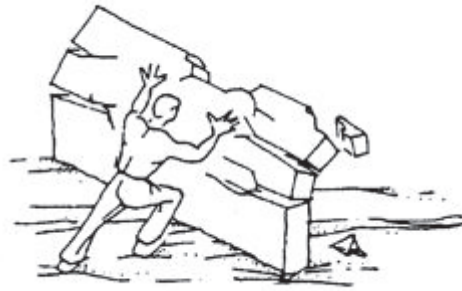


Figura 2.9 simulazione di forze che agiscono ortogonalmente al piano (Touliatos ,1996)

I meccanismi di danno fuori dal piano che si riscontrano negli edifici in muratura sono quattro: ribaltamento semplice, ribaltamento composto, flessione verticale, flessione orizzontale.

- *meccanismi di secondo modo (meccanismi nel piano)*: riguardano la risposta delle pareti nel proprio piano per forze sismiche, che agiscono parallelamente al piano della parete. I danneggiamenti saranno per taglio e flessione.

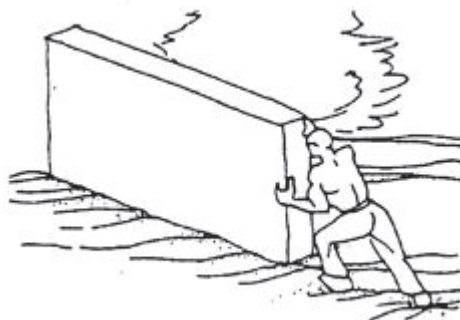


Figura 2.10 simulazione di forze che agiscono nel piano della parete (Touliatos ,1996)

La bontà delle connessioni tra le varie parti della struttura influenza fortemente la risposta sismica degli edifici in muratura. Importanti sono le connessioni tra le pareti verticali, ma ancor più indispensabili sono i collegamenti tra le stesse pareti, seppur non ammortate tra loro, con gli orizzontamenti di piano e di copertura. Sono soprattutto questi infatti che conferiscono alla struttura muraria quello che viene chiamato comportamento scatolare.

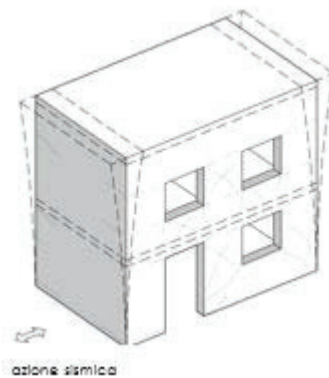


Figura 2.11 comportamento scatolare di un edificio in muratura

Oltre ad essere ben collegati alle pareti è molto importante che gli orizzontamenti abbiano una certa rigidezza nel piano, la quale gioca un ruolo fondamentale nell'analisi globale riguardo alle azioni sismiche.

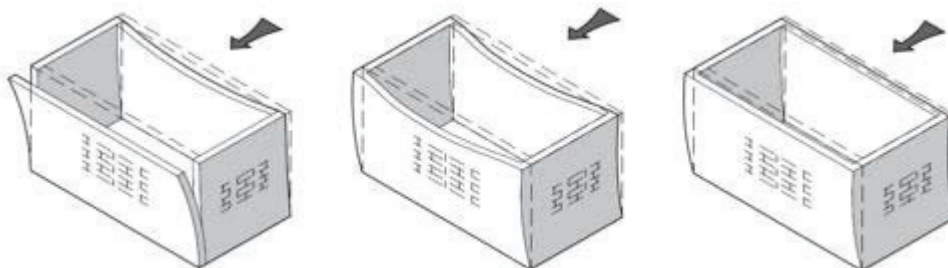


Figura 2.12 influenza della rigidezza dell'orizzontamento: con solaio deformabile in assenza di cordolo; con solaio deformabile e cordolo di piano; con solaio rigido e cordolo di piano

2.2 Caratteristiche meccaniche della muratura

Dal punto di vista del comportamento meccanico le più importanti caratteristiche della muratura sono:

- *la disomogeneità*, dovuta al fatto che gli elementi e la malta di cui è costituita la muratura hanno caratteristiche meccaniche fortemente diverse tra loro;
- *l'asimmetria*, è legata al diverso comportamento che si ha per la compressione e la trazione;
- *l'anisotropia*, è dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura, legata alla forma ed alle proporzioni degli elementi ed al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori e alla loro direzione. Questo fa sì che la resistenza dipenda dalla direzione dei carichi applicati;
- *la non linearità del legame sforzi-deformazioni*, che è la conseguenza delle caratteristiche sopra elencate.

La resistenza della muratura è funzione della resistenza dei suoi elementi costituenti, mattone e malta. Il valore a cui far riferimento è quello della compressione essendo la resistenza a trazione molto ridotta. Sia il laterizio che la malta presentano una maggiore resistenza a compressione rispetto a quella a trazione. Il laterizio ha il modulo elastico e la resistenza maggiore di quella della malta e dimostra una rottura di tipo fragile, mentre la malta presenta una fase di rottura caratterizzata da grandi deformazioni.

Il grafico seguente mostra qualitativamente il comportamento della malta e del laterizio alla prova mono-assiale di trazione-compressione.

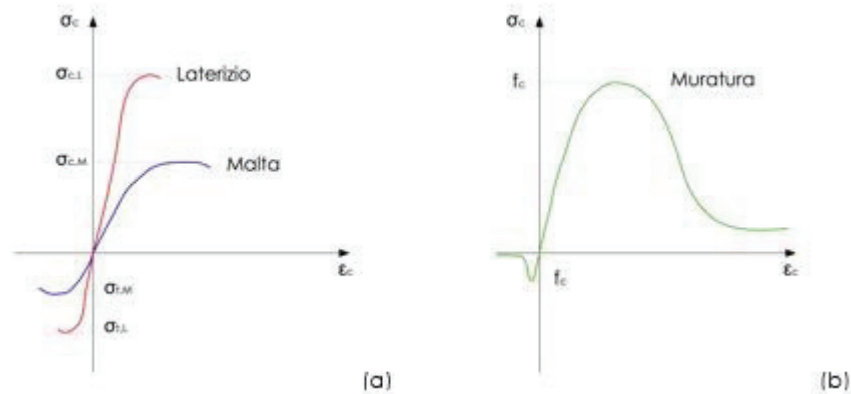


Figura 2.13 comportamento di malta e laterizio alle prove di trazione e compressione (a); comportamento della muratura alle prove di trazione e compressione (b).

La resistenza di una muratura varia in funzione della resistenza dei suoi componenti, ma in maniera non proporzionale. In presenza di una malta di buona qualità, la resistenza della muratura aumenta molto velocemente all'aumentare della resistenza degli elementi, più lentamente se la malta è scadente. La malta, avendo un modulo elastico minore di quello del laterizio, è soggetta ad una deformazione maggiore sia in direzione verticale che trasversale. La congruenza delle deformazioni all'interfaccia tra laterizio e malta fa sì che in quest'ultima nasca uno stato di compressione triassiale favorevole. Al contrario, nel laterizio, le autotensioni che si generano inducono una trazione trasversale. Questo spiega il motivo per cui la crisi di una muratura soggetta ad una compressione uniforme avvenga con fessure da trazione in direzione parallela all'asse di carico. La crisi avviene, quindi, per valori di carico inferiori a quelli di rottura del singolo elemento in laterizio, mentre avviene per valori maggiori dei limiti di resistenza a compressione monoassiale della malta.

Il comportamento nel piano dei pannelli in muratura è stato esaminato sperimentalmente sottoponendoli a carichi verticali e orizzontali diretti parallelamente al piano medio:

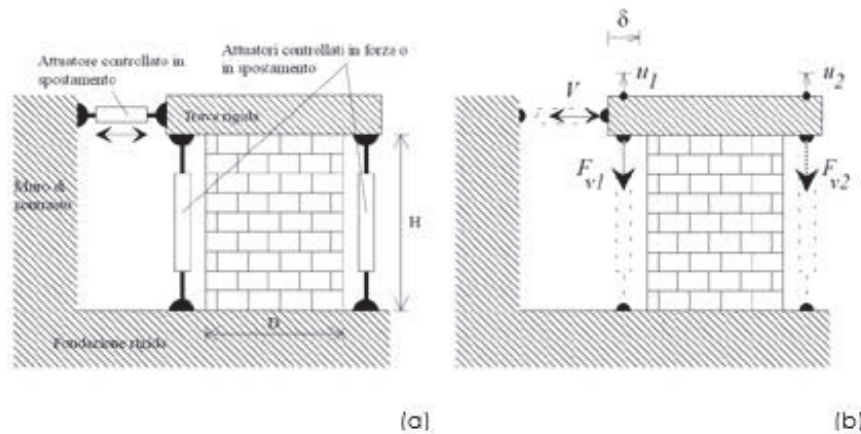


Figura 2.14 pannelli sperimentalmente sottoposti a prova.

- nella configurazione (a), il maschio è soggetto ad un carico verticale distribuito di risultante P , applicato alla sommità, mantenuto costante e centrato. Successivamente viene applicato uno spostamento monotono o ciclico in testata che genera una forza tagliante V , mantenendo la base superiore del muro libera di ruotare;
- la configurazione (b) prevede invece che la traversa superiore trasli rigidamente senza ruotare, realizzando così una condizione di “doppio incastro” che porta le risultanti di compressione alla base superiore ed inferiore ad avere eccentricità di segno opposto, crescenti al crescere della forza tagliante V .

Dalle prove si ottengono tre diverse modalità di collasso del pannello nel piano:

- *rottura per schiacciamento della muratura* (a), governato dalla pressoflessione della parete, conseguente a una parzializzazione della sezione di base che mostra una zona compressa con danni da schiacciamento, e una zona tesa (non reagente) non più a contatto con la base di appoggio, a causa della scarsa resistenza a trazione della muratura;

- *rottura per taglio-scorrimento a livello dei giunti di malta (b)*, che si manifesta con la formazione di fessure sub-orizzontali, sotto un'azione sismica con bassi livelli di carico verticale e bassi coefficienti di attrito;
- *rottura per taglio-trazione con fessurazione diagonale (c)*, dominato dalla formazione di fessure diagonali, che si possono localizzare lungo i giunti di malta oppure, in particolari circostanze, attraverso i mattoni.

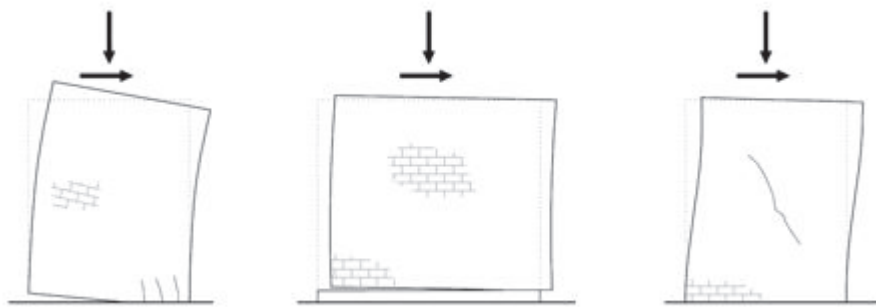


Figura 2.15 modalità di collasso nel piano dei pannelli murari: rottura per schiacciamento (a); rottura per taglio scorrimento (b); rottura per taglio-trazione (c).

Sia per la modalità di danneggiamento governata da fenomeni di schiacciamento, sia per quella a taglio, la risposta in termini di curva taglio alla base-spostamento orizzontale è fortemente non lineare: il meccanismo di pressoflessione mostra una bassa capacità dissipativa, poiché il danneggiamento è localizzato e porta ad una separazione con conseguente perdita di aderenza tra le due superfici. Il meccanismo a taglio invece, è in genere più dissipativo e con un ramo di softening frutto di una progressiva lacerazione del pannello in corrispondenza dei giunti per fessurazione diagonale nelle due direzioni.

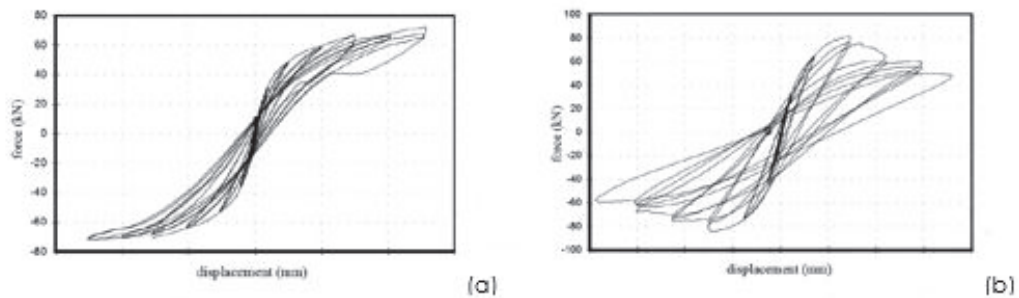


Figura 2.16 rottura per pressoflessione (a); rottura per taglio (b).

Il verificarsi di una crisi piuttosto che un'altra dipende dal rapporto che c'è tra le azioni verticali e quelle orizzontali, ma anche dalla geometria del pannello, dalle condizioni di vincolo, dalle caratteristiche meccaniche dei componenti e dalle caratteristiche della muratura (tessitura).

Dalla figura 2.17 si può osservare come il meccanismo di rottura per scorrimento si ha in genere per bassi valori di sforzo normale. La rottura avviene per cedimento per taglio dei giunti.

La rottura per fessurazione diagonale avviene perché la tensione principale di trazione supera la resistenza della muratura. Questa rottura avviene in genere per valori intermedi di sforzo normale. Le fessure possono seguire l'andamento dei giunti di malta o coinvolgere gli elementi in laterizio a seconda delle caratteristiche dei materiali e dalla tessitura.

Il meccanismo di rottura per compressione avviene quando la massima tensione di compressione verticale alla base del muro raggiunge la resistenza a compressione della muratura; questo tipo di crisi si ha per uno sforzo normale di elevata entità.

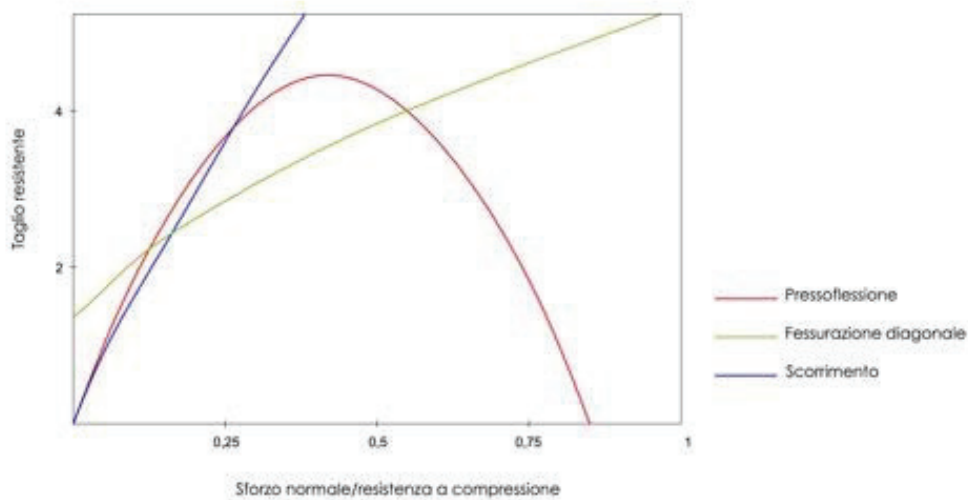


Figura 2.17 andamento dello sforzo normale e del taglio per i diversi meccanismi di rottura.

La rottura per pressoflessione o ribaltamento avviene quando il momento flettente M in una delle sezioni estreme della parte deformabile del maschio $i'-j'$ raggiunge il valore ultimo, corrispondente allo schiacciamento della zona compressa della sezione:

$$M_u = \frac{(\sigma_0 \cdot l^2 \cdot t)}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right)$$

dove:

- M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
- t è lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (con P forza assiale agente positiva se di compressione);
- f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

La rottura per taglio con fessurazione diagonale avviene quando il taglio V nel maschio raggiunge il valore ultimo V_u :

$$V_u = \frac{f_{tu} \cdot D \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}}$$

dove:

- $b = 1,5$;
- σ_m è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione
- D è la lunghezza del pannello;
- t è lo spessore della parete;
- f_{tu} è il valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale.

La rottura per taglio-scorrimento avviene lungo un letto di malta in corrispondenza di una delle sezioni estreme i' o j' della parte deformabile quando viene superato V_t :

$$V_t = D' \cdot t \cdot \left(f_{vko} + 0,4 \frac{P}{D' \cdot t} \right)$$

dove:

- D' è la lunghezza della parte compressa della parete;
- t è lo spessore della parete;
- P è la forza assiale
- f_{vko} è la resistenza a taglio caratteristica in assenza di carichi verticali.

3. I METODI DI MODELLAZIONE

Lo studio del comportamento strutturale globale di un edificio in muratura passa attraverso la sua modellazione, che può essere realizzata tramite due diversi approcci:

- *modellazione mediante elementi finiti FEM* (finite element method): il concetto principale su cui si basa è quello della discretizzazione della struttura tramite elementi piani o solidi (mesh). Si scelgono soltanto un certo numero di punti discreti di un corpo: ciò equivale a descrivere la struttura attraverso un numero finito di punti. Una struttura viene quindi divisa in parti distinte collegate in punti discreti, nodi, in cui si concentrano le iterazioni tra elemento ed elemento. I gradi incogniti della struttura sono dati dagli spostamenti dei nodi, una volta noti i quali si risale allo stato di tensione e di deformazione di ciascun elemento;
- *modellazione mediante telaio equivalente*: l'edificio in muratura viene rappresentato da un insieme di elementi monodimensionali verticali e orizzontali, fra loro collegati nei nodi, andando a costituire un reticolo ad elementi finiti, in modo del tutto analogo alla schematizzazione dei telai in acciaio o in cemento armato. In particolare, se la geometria della parete e delle aperture è sufficientemente regolare, è possibile idealizzare una parete muraria mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale) ed elementi nodo.

3.1 Modellazione a telaio equivalente

La modellazione a telaio equivalente rientra tra i modelli semplificati, che consentono comunque di effettuare un'analisi non lineare, ma questa sarà sicuramente meno accurata ma anche certamente più gestibile a fronte di un ridotto onere computazionale.

La discretizzazione avviene in base ad elementi ben precisi: elementi maschio, elementi fascia, elementi nodo, ciascuno con caratteristiche particolari. Questo metodo dà la possibilità di ridurre il numero di incognite.

Il modello a telaio equivalente prende in esame tutti i principali meccanismi di collasso nel piano senza tener conto dei meccanismi di collasso associati alla risposta dinamica fuori piano.

Il modello è riferito dunque ad una parete muraria multipiano con presenza di aperture, soggetta ad azioni nel piano quali carichi verticali costanti e forze orizzontali crescenti, applicate a livello dei solai con distribuzione assegnata.

È possibile schematizzare la struttura attraverso i seguenti elementi monodimensionali.

- elementi ad asse verticale, detti maschi;
- elementi ad asse orizzontale, dette fasce;
- elementi nodo supposti infinitamente rigidi e resistenti.

Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio ("beam-column") deformabili assialmente e a taglio. Se si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi (off-sets) alle estremità degli elementi maschio e fascia.

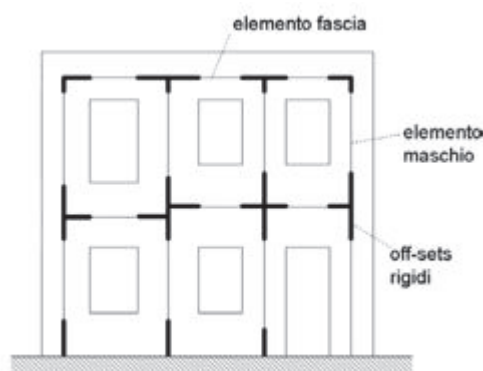


Figura 3.1 schematizzazione a telaio equivalente

L'elemento maschio si suppone sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita (H_{eff}), e da due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento (H_1 e H_2).

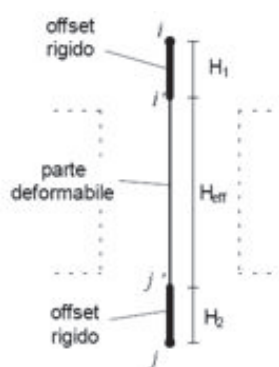


Figura 3.2 schematizzazione di un maschio murario

Il comportamento dell'elemento maschio viene supposto elasto-plastico con limite in deformazione. Si suppone cioè che il maschio abbia comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura. La matrice di rigidezza in fase elastica assume la forma consueta per elementi di telaio con deformazione a taglio, e risulta determinata una volta definiti il modulo di Young E , il modulo G , e la geometria della sezione.

La rottura per pressoflessione, avviene quando il momento flettente M in una delle sezioni estreme della parte deformabile del maschio i - j ' raggiunge il valore ultimo, corrispondente allo schiacciamento della zona compressa della sezione. Nelle analisi non lineari nella sezione in cui viene raggiunto il momento ultimo viene introdotta una cerniera plastica (con ipotesi di comportamento perfettamente plastico).

Nel caso di rottura per taglio, si suppone che nell'elemento abbiano luogo deformazioni taglianti plastiche in cui viene posto un limite alla deformazione angolare $\theta = \varphi + \gamma$ (rotazione della corda), oltre il quale la resistenza si annulla. La deformazione angolare θ è espressa come somma della deformazione flessionale φ e di quella a taglio γ .

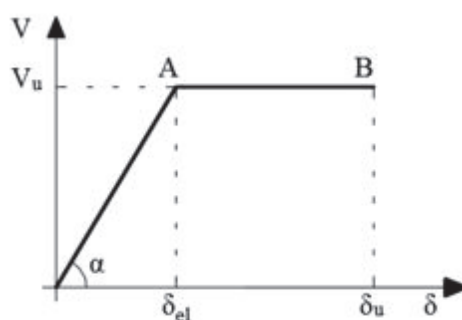


Figura 3.3 comportamento elasto-plastico fragile del maschio murario nel caso di rottura per taglio

Come detto in precedenza, si assume un comportamento elasto-plastico fragile per cui la fase elastica perdurerà fino al raggiungimento di uno dei possibili criteri di rottura. Il tratto perfettamente plastico si avrà fino al raggiungimento di un limite di deformazione, il cui valore è definito diversamente in base al criterio di rottura attivatosi. Le NTC 2018 definiscono la deformazione ultima in termini di spostamento orizzontale

relativo delle sezioni, come percentuale dell'altezza del pannello, in funzione del tipo di rottura attivato.

Lo spostamento ultimo sarà assunto pari a 0,4% dell'altezza del maschio nel caso di rottura per taglio, e pari a 0,6% nel caso di rottura per pressoflessione. I predetti limiti sono definiti al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido del pannello (ad esempio conseguente alla rotazione della base), e si incrementano di un'aliquota fino al 100% nel caso di rottura per pressoflessione di pannelli che esibiscono un comportamento a mensola.

L'elemento fascia è formulato in maniera analoga all'elemento maschio, ma con alcune differenze. Vengono mantenuti gli offset rigidi, individuando quindi una lunghezza efficace dell'elemento. Nel caso di aperture allineate verticalmente (caso a) si ottengono buoni risultati assegnando una lunghezza efficace pari alla luce libera delle aperture. Nel caso di aperture non allineate verticalmente, si può pensare, di assumere una lunghezza efficace come indicato in Fig. (caso b).

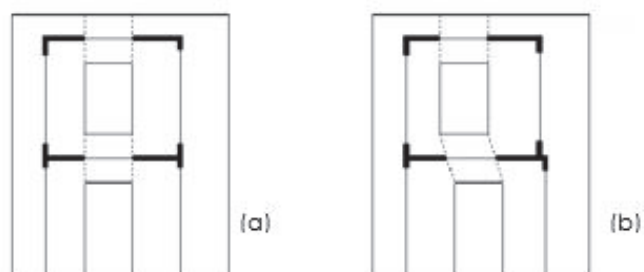


Figura 3.4 esempio di aperture allineate e non allineate

Sebbene siano i maschi murari a costituire il sistema principale resistente, le fasce rivestono il ruolo di elementi di accoppiamento tra i maschi, potendo così influenzare considerevolmente la risposta di una parete multipiano nei riguardi della distribuzione delle caratteristiche di sollecitazione conseguenti sui maschi, nonché nelle modalità di danneggiamento che possono attivarsi.

Le fasce hanno il compito di trasmettere le sollecitazioni ai montanti e di mantenerli accoppiati.

La normativa prevede due modalità di verifica per le fasce di piano:

- nell'ipotesi di azione assiale di progetto nota dopo l'analisi sismica, le verifiche non differiscono da quanto presentato per i maschi murari (fig. a, fasce compresse, fig. b fasce non compresse).

Corrisponde al caso in cui le travi in muratura sono sollecitate a compressione e non vi sono adeguati presidi capaci di resistere a trazione. In questo caso le travi si verificano con le stesse formule viste per i pannelli murari nel capitolo 2, (cioè assimilandole a dei pannelli murari ruotati di 90°) (fig. a). Qualora le travi in muratura non siano compresse e non resistano a trazione tali formule forniscono infatti resistenza nulla. In questo caso si potrà prescindere da esse nella modellazione (fig. b);

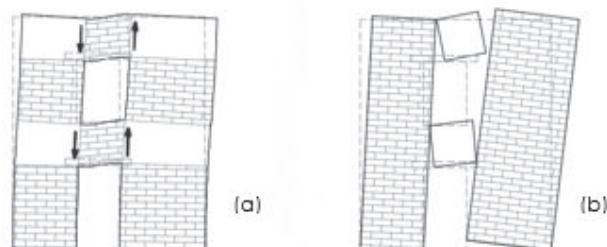


Figura 3.5 risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico: in presenza di accoppiamento (a), in assenza di accoppiamento (b).

- nel caso di N non nota dal modello di analisi, ad esempio nel caso di modellazione a telaio con solai infinitamente rigidi nel proprio piano, la verifica è possibile se in prossimità delle zone tese sono presenti elementi resistenti a trazione (catene o cordoli in c.a.) con formule differenti da quelle utilizzate per i maschi.

Corrisponde al caso in cui le fasce sono in grado di resistere a trazione, per la presenza di un cordolo o una catena, i quali, opponendosi a questa dilatazione, generano un incremento di compressione delle fasce, che aumenta la resistenza a flessione delle stesse, e instaura un meccanismo a puntone inclinato che garantisce l'accoppiamento dei montanti murari.

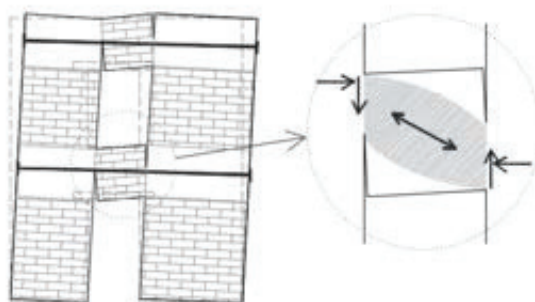


Figura 3.6 funzione di elementi resistenti a trazione e conseguente meccanismo a puntone inclinato nelle fasce

In queste condizioni i meccanismi possibili di rottura delle fasce sono due:

- rottura per compressione eccessiva nel puntone inclinato, (analogo ad una rottura per pressoflessione di un maschio);
- rottura per taglio.

La resistenza a taglio V_t delle fasce in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato in maniera analoga a quella utilizzata per l'elemento maschio, tenendo conto però della diversa giacitura dei letti di malta rispetto alla linea d'asse dell'elemento:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

dove:

- h è l'altezza della fascia;
- t è lo spessore per la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;
- $f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_m$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

La rottura per pressoflessione avviene quando il momento flettente M in una delle sezioni estreme della parte deformabile della fascia, raggiunge il valore limite del momento. Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come:

$$M_u = \frac{H_p \cdot h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

dove:

- H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 \cdot f \cdot ht$;
- $f_{hd} = f_{hy} / \gamma_m$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete);
- h è l'altezza della fascia;
- t è lo spessore per la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

Nel caso di risposta a presso-flessionale delle fasce si suppone, come nel caso dei maschi murari, che dopo una crescente parzializzazione della sezione della fascia, nella sezione in cui si raggiunge il momento ultimo, si instaura un comportamento perfettamente plastico così da poter introdurre una cerniera plastica. Per la risposta a taglio si preferisce tenere conto di un comportamento delle fasce più fragile di quello assunto per i maschi, in cui si può assumere un comportamento elasto-plastico fragile o un comportamento elastoico fragile.

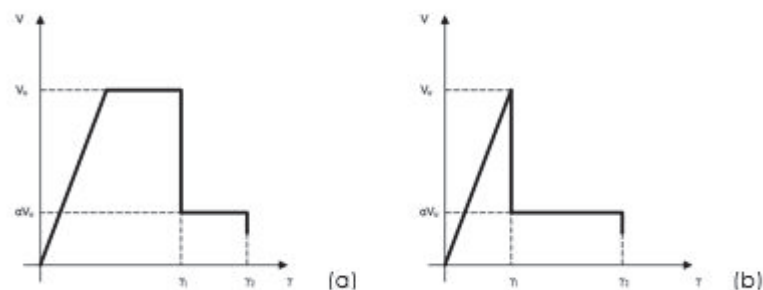


Figura 3.7 comportamento a taglio di un elemento fascia: elasto-plastico fragile (a), elastico fragile (b).

La deformazione delle travi in muratura, ai fini della verifica allo stato limite ultimo, viene determinata, come per i maschi murari, con riferimento alla deformazione angolare θ_i , che, in corrispondenza di ciascun estremo dell'elemento, si assume pari alla somma dei contributi della deformazione flessionale φ_i e della deformazione tagliante γ . Il valore limite ultimo θ_u , a cui corrisponde la deformazione tagliante,

$\gamma_2 = \theta_u - \varphi_2$, viene definito in base al meccanismo di rottura attivato, con riferimento ai valori dello spostamento ultimo du/H_{eff} dei maschi murari. Il valore di deformazione angolare θ_i corrisponde al primo degrado di resistenza (a cui corrisponde la deformazione a taglio $\gamma_1 = \theta_1 - \varphi_1$) e l'entità di tale degrado può essere fissata liberamente al fine di ottenere la miglior modellazione possibile del comportamento delle travi in muratura.

3.2 Modellazione ad elementi finiti

Attualmente lo strumento di calcolo strutturale più potente è quello agli elementi finiti. Inizialmente tale metodo era confinato allo studio di parti strutturali e non ad edifici completi. Per modellare strutture di grandi dimensioni, infatti, sono presenti un numero elevatissimo di gradi di libertà con un conseguente elevato impiego di potenza di calcolo, che in passato non era generalmente disponibile. La modellazione agli elementi finiti offre poi la possibilità di analizzare strutture di forma qualunque utilizzando elementi (mesh) piani o solidi.

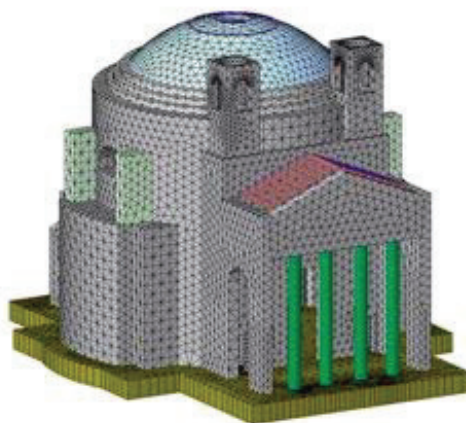


Figura 3.8 esempio di modellazione agli elementi finiti solidi

L'analisi lineare è poco utile nel caso di murature soggette ad azione sismica. Nei casi in cui le tensioni di trazione e di taglio diventano determinanti, anche la natura delle connessioni, ed il comportamento del materiale oltre la fase elastica, assumono un ruolo importante e dunque preferibile indirizzare la scelta verso analisi in campo non lineare.

In questi casi emergono le difficoltà di questo metodo, che mettono in luce le incertezze sulla congruenza delle connessioni, sui parametri costitutivi introdotti, sul comportamento scatolare globale adottato, tali da sovrastimare, nella maggioranza dei casi, la resistenza reale.

Attraverso una relazione matriciale, che si fonda sulla costruzione della matrice di rigidezza dell'intera struttura, vengono messi in relazione gli spostamenti nodali con le forze corrispondenti. La matrice di rigidezza globale è costruita a partire dalla matrice di rigidezza dei singoli elementi. Essa rappresenta la matrice dei coefficienti di un sistema lineare, ovvero è possibile passare da equazioni differenziali a problemi lineari. Lavorando in campo non lineare la matrice di rigidezza ed i carichi diventano funzioni degli spostamenti: è necessario applicare un procedimento iterativo, che di volta in volta aggiorni sia la matrice di rigidezza che quella dei carichi.

Nel caso di analisi di edifici eseguita attraverso modelli omogenei equivalenti è importante definire preventivamente il tipo e la dimensione della mesh nonché il legame costitutivo del materiale e il criterio di resistenza da assumere nelle verifiche. Le leggi costitutive sono caratterizzate da una resistenza a trazione limitata o nulla. Essendo infatti la muratura un materiale con comportamento fratturante, particolare attenzione va prestata al tipo di legame costitutivo e di modello meccanico utilizzati.

In accordo con la classificazione proposta in Lourenço et Al. (2007) si distinguono due macro-gruppi orientati a due diverse scale di modellazione:

- *modelli continui* (o "*macro-models*"), in cui viene utilizzato un unico elemento finito per rappresentare il comportamento della muratura pensata come solido omogeneo;
- *modelli discontinui* (o "*micro-models*"), in cui vengono discretizzati in maniera distinta gli elementi della muratura (blocchi o elementi lapidei) e i giunti di malta, che per l'onere computazionale estremamente elevato è inapplicabile per la simulazione della risposta non lineare di interi edifici.

Nel caso di studio è stato utilizzato il modello continuo. Questo rinuncia alla distinzione tra unità, giunti e superfici a vantaggio di un unico materiale anisotropo "equivalente" utilizzando dunque un approccio macroscopico. La definizione del materiale dipenderà comunque dalle proprietà dei singoli costituenti.

Ci sono vari metodi usati in commercio per definire le proprietà non lineari del materiale "equivalente", i quali legami costitutivi prevedono la schematizzazione del comportamento della muratura come elastico-plastico. Tra questi metodi troviamo:

- *il metodo Strumas* (elastico-plastico inelastico), che prevede una omogenizzazione dei parametri meccanici a partire dai parametri dei singoli componenti e dalle loro dimensioni ed ha un criterio di rottura elastoplastica a trazione;
- *il metodo Mohr-Coulomb* (elastico-perfettamente plastico) che viene esteso in campo plastico con una legge di scorrimento plastico associata, tipica però per i materiali metallici e non per la muratura;
- *il modello TSC* (Total Strain Crack) che considera un andamento elasto-fragile softening tipico della muratura.

Quando si parla di analisi non lineare, si fa implicitamente riferimento al fatto che il materiale si fessuri; occorre dunque definire un modello di calcolo che sia rappresentativo del comportamento reale del materiale e il metodo TSC risulta rispecchiare bene la realtà nel caso di edifici in muratura perché risulta rappresentare il tratto danneggiante dei materiali fragili, come la muratura, attraverso la progressiva fessurazione.

Il metodo Total Strain Crack definisce la non linearità del materiale attraverso dei parametri necessari:

- E = modulo elastico;
- F_{ty} = resistenza a trazione della muratura;
- F_{cy} = resistenza a compressione della muratura;
- G = energia di frattura.

Ai fini della caratterizzazione del comportamento meccanico della muratura, il parametro che qualifica il comportamento fessurante è l'energia spesa per la formazione di una fessura di area unitaria (*Energia di Frattura*).

Il modello TSC è un modello fessurativo "smeared" cioè a fessurazione diffusa, dove non si fa riferimento alla fessura concreta, come nel "modello discrete", ma si suppone una fessurazione spalmata nell'intero elemento che ne riduce dunque le prestazioni; infatti il comportamento softening caratteristico della frattura è incorporato direttamente nella legge costitutiva. Il modello non implica la necessità di definire preventivamente i piani di fessura; il software, riducendo la rigidità del materiale nella direzione principale di sforzo, è in grado di coglierne il comportamento deformativo.

Il modello fessurativo "smeared" a sua volta può essere distinto in "decomposed-strain model", un modello molto complesso che permette di scomporre la legge di deformazione elastica-softening in vari vettori di deformazione permettendo così di considerare in contemporanea anche gli effetti reologici del materiale, e in "Total Strain Model", che rappresenta il modello utilizzato nel caso di studio, e rispetto al precedente risulta semplificato perché considera una sola relazione stress- strain, divisa a sua volta in trazione e compressione, senza considerare però gli effetti reologici del materiale. Esistono due differenti tipologie di modellazione che si basano su quest'approccio: il Rotating, utilizzato per il calcestruzzo e il Fixed Crack Model, utilizzato invece per la muratura.

Il modello con frattura rotante prevede la possibilità che la direzione della frattura cambi durante il processo di carico, cioè secondo gli assi della deformazione principale, invece il modello a frattura fissa, non appena la tensione principale di trazione raggiunge il valore di resistenza a trazione del materiale, la frattura si forma ortogonalmente alla corrispondente direzione principale mantenendo costante la propria direzione.

Ritornando ai legami caratteristici del TSC, i legami costitutivi a trazione e compressione, con il tratto softening considerano l'andamento delle fessure, in maniera da simulare il decremento delle tensioni all'aumentare delle deformazioni una volta superato il picco, rendendo la risposta del sistema dipendente dalla discretizzazione adottata per il dominio.

Il software MIDAS FEA, utilizzato nel caso di studio, permette di scegliere tra i seguenti legami costitutivi:

- *legami costitutivi a compressione:*

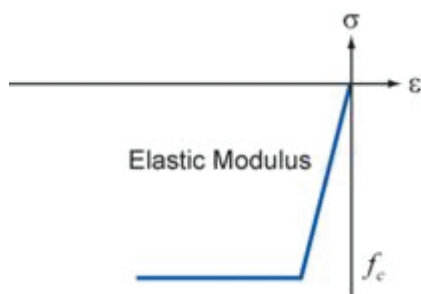


Figura 3.9 legame costitutivo constant

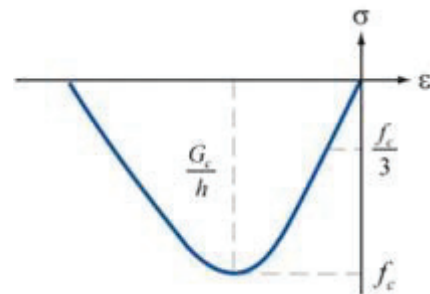


Figura 3.10 legame costitutivo parabolic

- *legami costitutivi a trazione:*

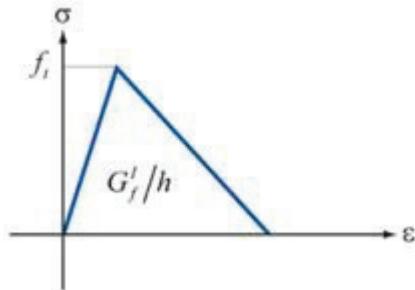


Figura 3.11 legame costitutivo lineare

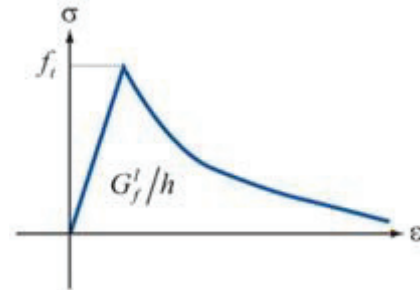


Figura 3.12 legame costitutivo Hordjik

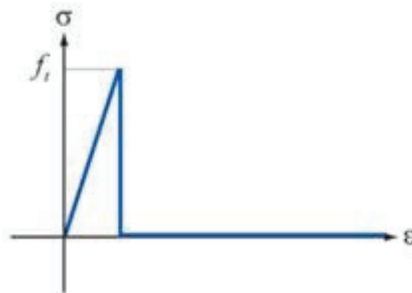


Figura 3.13 legame costitutivo Brittle

Il tratto softening è definito dal parametro essenziale inizialmente citato, l'energia di frattura G , che nel caso di fessurazione spalmata viene distribuita nello spessore l_b della banda. Il rapporto tra l'energia di frattura e la larghezza della banda rappresenta l'area sottesa dalla curva tensione/deformazione che definisce il legame costitutivo del continuo fratturato.

4. MONITORAGGIO STRUTTURALE

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici è un problema rilevante per l'Italia in quanto la sismicità del territorio italiano è una tra le più elevate sia a livello europeo che mondiale, per lo più caratterizzato dalla presenza di un numero esteso di strutture storiche. Al fine quindi di rispondere alle esigenze di prevenzione e protezione sismica del costruito e, in particolare, degli edifici strategici, diversi progetti di ricerca nel campo del monitoraggio sono stati intrapresi e hanno visto una loro concreta realizzazione nell'installazione di sistemi prototipo o di natura commerciale. Il monitoraggio strutturale rappresenta, pertanto, una tecnologia emergente nel campo dell'ingegneria civile; in particolare, si sta sviluppando come uno strumento gestionale fondamentale per garantire la sicurezza in servizio delle strutture e per consentire una gestione globale ed efficace degli interventi di manutenzione. Il monitoraggio delle opere civili non riguarda solo l'identificazione di danni improvvisi o progressivi ma anche l'osservazione continua delle prestazioni delle stesse nelle condizioni di esercizio o durante particolari condizioni ambientali quali i terremoti. Una delle principali finalità, dunque, è quella di seguire l'evoluzione nel tempo dello stato di salute di una costruzione. Questa esigenza nasce in risposta al continuo ed incessante degrado subito nel tempo da tutte le opere di ingegneria civile.

Spesso, infatti, nelle strutture compaiono fenomeni che possono provocare una diminuzione locale della resistenza e, nel lungo termine, influire sulla sicurezza strutturale del complesso. I gravosi danni ed i collassi strutturali avvenuti nel corso degli ultimi anni hanno, inoltre, sottolineato la necessità di garantire una più efficace protezione delle costruzioni esistenti nei riguardi di eventi naturali eccezionali come i terremoti, al fine di limitare anche le problematiche relative al verificarsi di tali eventi.

4.1 Structural Health Monitoring – SHM

Il monitoraggio strutturale (Structural Health Monitoring – SHM) è un approccio sistemico al rilevamento e identificazione dei danni che si possono manifestare nei sistemi strutturali a causa dell'invecchiamento o del degrado dei materiali, di azioni eccedenti le previsioni di progetto, di eventi eccezionali di origine naturale o antropica. Le tecnologie del monitoraggio strutturale più moderne si basano sull'impiego di reti di sensori installate permanentemente o per lunghi periodi, apparecchiature di acquisizione, trasmissione e memorizzazione dei dati provenienti dai sensori e su algoritmi di trattamento, analisi e interpretazione dei dati. Tali tecnologie, ormai molto diffuse nei settori industriali (veicoli - mechatronics), da circa due decenni si stanno diffondendo anche nel settore delle costruzioni civili (dighe, ponti e gallerie, edifici) sia pure con qualche ritardo.

Con l'espressione "Structural health monitoring" (SHM) o "Monitoraggio dello stato di una struttura" s'intende la misura continua o regolare e la successiva analisi dei parametri strutturali e ambientali chiave in condizioni di esercizio con la finalità di identificare e localizzare danni e di effettuare interventi di manutenzione [Housner, 1997].

Lo scopo del monitoraggio strutturale per le strutture civili non consiste solo nell'identificazione di danni improvvisi o progressivi ma anche nel monitorare le prestazioni delle stesse nelle condizioni di esercizio o durante particolari condizioni ambientali quali i terremoti [Mufti,2001].

L'obiettivo di un generale sistema di monitoraggio strutturale, oltre alla valutazione della resistenza al sisma di un'opera, è anche quello di controllare l'efficienza, la funzionalità e la sicurezza della struttura nelle condizioni di esercizio.

Una classica architettura dei sistemi di monitoraggio è basata su sensori periferici applicati sulla struttura monitorata, quali accelerometri, direttamente connessi tramite cavi ad una centralina di acquisizione dei dati, la quale trasmette le acquisizioni stesse al pc in controllo remoto sul quale è in utilizzo il software di gestione e monitoraggio. Attualmente, per tendere ad un'indagine globale, più veloce e con minori necessità di manodopera si sostituiscono i sistemi cablati con sensori wireless.

I rapidi progressi nel campo dell'identificazione del danno hanno portato alla nascita di algoritmi in grado di individuare con buona affidabilità, esistenza, posizione e tipo di danno nella struttura sulla base delle sole misure della risposta strutturale (Lynch et al., 2002; Fujino et al., 2001).

Visto l'elevato numero di sensori, impiegati generalmente durante un monitoraggio, l'acquisizione, la trasmissione e l'immagazzinamento dei dati rappresentano un'operazione molto delicata.

Terminata l'acquisizione dei dati, lo step successivo per una corretta attività di monitoraggio, consiste in una valida interpretazione delle informazioni provenienti dai diversi sensori al fine di poter determinare successivamente un miglioramento lo stato di salute della struttura.

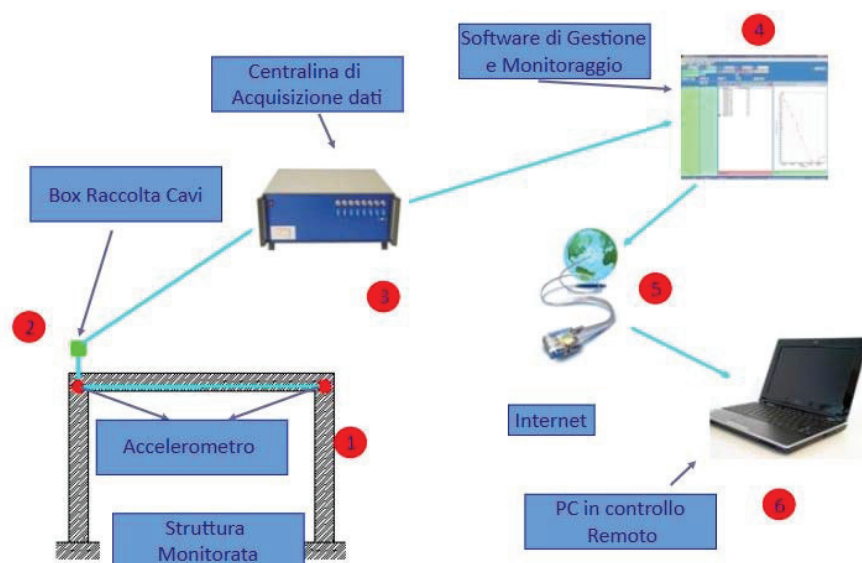


Figura 4.1 Esempio di un generale sistema di monitoraggio

4.2 Classificazione

La procedura evolve dall'osservazione di una struttura o di un sistema meccanico per un determinato lasso di tempo, rilevando periodicamente le misurazioni, per poi estrarre ed analizzare le caratteristiche specifiche delle variabili misurate al fine di determinare lo stato di salute della struttura. Il monitoraggio strutturale, quindi, può essere a breve o lungo termine, periodico, continuo e attivato.

- il monitoraggio a breve termine può essere utilizzato per esaminare lo stato della struttura in un momento specifico. Questa misura è tipica se un'ispezione mostra una carenza o un danno nella struttura e la sicurezza viene messo in discussione. Questi tipi di monitoraggio sono spesso usati per valutare una modifica. Se diverse misure di monitoraggio a breve termine vengono ripetute frequentemente per un periodo prolungato, sarà definito come un monitoraggio periodico a lungo termine.

- il monitoraggio a lungo termine afferma che il monitoraggio di una struttura è considerato "a lungo termine" quando il monitoraggio è effettuato in un periodo di anni, decenni.

Preferibilmente, il monitoraggio a lungo termine dovrebbe essere effettuato durante la vita della struttura. I recenti progressi nella tecnologia dei sensori, nell'acquisizione di dati, nella potenza del computer, nei sistemi di comunicazione, nei dati e nelle tecnologie consentono ora di costruire questo tipo di sistema. Il monitoraggio a lungo termine deve essere considerato se la quantità controllata cambia lentamente (ad esempio temperatura) o se i carichi non sono prevedibili (ad esempio pericoli naturali come inondazioni, uragani o terremoti).

- *il monitoraggio periodico, continuo o attivato.*

Nel monitoraggio a lungo termine la raccolta dei dati è periodica quando i dati vengono raccolti a intervalli regolari. Il monitoraggio continuo viene utilizzato quando si prevedono cambiamenti rapidi dovuti a eventi stocastici.

Il monitoraggio periodico attivato è quando la raccolta dei dati viene attivata da un evento specifico, ad es. quando un parametro misurato supera una soglia.

L'intervallo di campionamento per ciascuna raccolta di dati dipende dalla natura dinamica dei fenomeni studiati. Una tipica applicazione per il monitoraggio attivato è la misurazione delle storie di tempo del terremoto. Un'altra importante classificazione dell'approccio SHM si basa sulla grandezza della struttura interessata:

- *Il monitoraggio locale* è l'osservazione di un fenomeno locale, come l'apertura della frattura o la crepa. Il monitoraggio locale non è in grado di determinare la salute di tutta la struttura. Tuttavia, in combinazione con metodi di monitoraggio globali, l'approccio locale di monitoraggio può essere utile per valutare la gravità dei danni rilevati; -il monitoraggio globale è definito come l'osservazione dei fenomeni globali delle strutture.

L'ultima classificazione fondamentale si basa sul tasso di campionamento della misurazione.

- *Il monitoraggio statico* viene utilizzato per le misurazioni di fenomeni quali deflessione, inclinazione, insediamenti, larghezze di fessura, temperatura e umidità. Questi sono quasi statici poiché variano lentamente nel tempo.

- *Il monitoraggio dinamico* ha una frequenza di campionamento molto maggiore rispetto al monitoraggio statico.

Di solito viene utilizzato per misurare accelerazioni per controllare la risposta strutturale dinamica. Per SHM a lungo termine, l'output di questo processo viene periodicamente aggiornato. Nell'ambito di un evento estremo, come un terremoto, SHM viene utilizzato per lo screening rapido delle condizioni. Questo screening potrebbe fornire, in quasi tempo reale, informazioni affidabili sulle prestazioni del sistema durante tali eventi estremi e la successiva integrità del sistema.

4.3 Applicazioni

Il monitoraggio, dopo aver analizzato le diverse categorie, può essere definito come uno strumento utile per accrescere le conoscenze sia sul comportamento dinamico delle strutture, anche nella fase post-sisma. Nel caso di analisi di rischio sismico, i sistemi di monitoraggio possono essere usati per creare un database di misure durante l'intero ciclo di vita della struttura. Nella fase che precede un evento sismico, questi dati possono essere analizzati per valutare la capacità della struttura di resistere agli eventi sismici sulla base di vibrazioni, come quelle indotte dal traffico o dovute al vento. Allo stesso tempo, è possibile migliorare i modelli strutturali disponibili aumentando la capacità degli stessi di effettuare previsioni affidabili circa le prestazioni sismiche della struttura.

Il monitoraggio strutturale può aiutare nella progettazione durante la fase di costruzione.

SHM, quindi, rappresenta uno strumento utile per valutare le condizioni sanitarie degli edifici esistenti. Permette di prendere decisioni per manutenzioni/riparazioni di strutture danneggiate. L'applicazione SHM può essere effettuata nel caso di strutture esistenti che presentino problemi di invecchiamento e danni. Alcune strutture potrebbero non avere un'affidabilità sufficiente del sistema a causa di dettagli di costruzione indesiderati. In questo caso, la sfida sarebbe quella di progettare un retrofit che fornisca un significativo miglioramento

dell'affidabilità del sistema. L'analisi e l'interpretazione di tali dati forniranno informazioni critiche sul carico corrente e sulla vita residua del fabbricato.

Il monitoraggio può essere utilizzato anche per aiutare a gestire i rischi di sicurezza durante la costruzione, in quanto i sistemi strutturali incompleti sono tipicamente vulnerabili ed esposti a incidenti e pericoli. Il monitoraggio può quindi contribuire ad attenuare le incertezze. È possibile controllare il rischio di costruire una struttura con forze elevate, deformazioni e qualsiasi altro difetto iniziale.

5. IDENTIFICAZIONE DINAMICA

L'identificazione dinamica di una struttura consiste in tutte quelle tecniche che consentono di individuare la risposta dinamica della struttura stessa, in termini di frequenze proprie, i relativi modi di vibrazione e i coefficienti di smorzamento. Due sono i possibili approcci:

- *l'approccio analitico*: partendo dalla conoscenza della geometria della struttura, delle condizioni al contorno e delle caratteristiche dei materiali, la distribuzione di massa, rigidità e smorzamento della struttura è espressa tramite matrici di massa, rigidità e smorzamento; da qui è possibile, risolvendo un problema agli autovalori, pervenire alla determinazione dei parametri modali del sistema (frequenze naturali, fattori di smorzamento e forme modali);

- *l'approccio sperimentale*: partendo dalla misura dell'input dinamico sulla struttura e della risposta strutturale, si calcolano le funzioni di risposta in frequenza e si stimano, a partire da esse, i parametri dinamici della struttura. Le varie tecniche di identificazione sperimentale sono nate inizialmente nel campo della ricerca aeronautica, allo scopo di studiare il comportamento dei velivoli sotto l'azione delle vibrazioni indotte dai carichi dinamici a cui essi sono sottoposti in esercizio; si sono poi estese a vari altri campi, dall'industria automobilistica alla robotica, alle costruzioni. Si tratta di tecniche non distruttive, e in quanto tali possono essere applicate sia a strutture nuove, per esempio in fase di collaudo, sia a strutture esistenti o storiche.

Le tecniche di analisi modale trovano oggi sempre maggiore applicazione in campo ingegneristico: infatti, anche se l'avvento delle innovazioni tecnologiche consente la realizzazione di modelli anche molto complessi, agli elementi finiti per analizzare le proprietà statiche e dinamiche delle strutture, accade spesso che le proprietà dinamiche calcolate con un'analisi agli elementi finiti differiscano da quelle effettive della struttura.

Questa differenza è causata da diversi motivi:

- L'analisi agli elementi finiti è basata su una discretizzazione della realtà, intendendo con ciò che i campi di spostamento vengono approssimati attraverso funzioni di forma predefinite all'interno di ciascun elemento;
- Mentre le proprietà di massa e rigidità sono facilmente valutabili sulla base delle proprietà dei materiali e della geometria degli elementi, risulta molto più difficile tenere correttamente conto delle proprietà di smorzamento della struttura all'interno del modello: infatti, lo smorzamento strutturale è legato non solo alle proprietà dei materiali ma anche ad una serie di altri meccanismi difficili da modellare analiticamente (apertura e chiusura di micro fessure nel calcestruzzo, interazione con elementi non strutturali, etc.);
- La geometria effettiva può essere diversa da quella considerata nel modello.

Per colmare le distanze tra struttura reale e modello è necessario, allora, ricorrere a tecniche sperimentali al fine di confrontare i risultati del modello con quelli ottenuti dalle misure.

Le indagini così ottenute consentono di aggiornare il modello da renderlo aderente alla realtà.

L'analisi modale sperimentale è nota anche come "problema inverso" (in analogia con il cosiddetto "problema diretto", nel quale sono noti l'input e la struttura, e si vuole conoscere la risposta), trattandosi di un problema nel quale sono noti, appunto, la risposta e ciò che la causa (l'input) e si vuole conoscere la struttura.

L'intero processo di identificazione sperimentale dei parametri dinamici di una struttura può essere sinteticamente illustrato in figura 5.1 tramite il seguente diagramma di flusso.

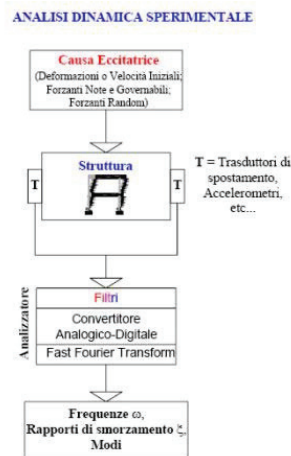


Figura 5.1 Diagramma di flusso dell'identificazione dinamica sperimentale

Il principale motivo di interesse nei riguardi di questo tipo di analisi è legato alla considerazione che il comportamento dinamico di una struttura è una sorta di "impronta digitale", in quanto esso dipende solo dalle sue caratteristiche intrinseche (masse, rigidzze, smorzamenti, grado di vincolo, ecc.) e non dall'entità e/o dal tipo di carico applicato. Pertanto, se non intervengono modificazioni interne al manufatto (come, per esempio, dei danni strutturali), il comportamento della struttura rimane inalterato; in caso contrario, si noterà una variazione delle frequenze e dei modi propri di vibrare.

In questo momento storico l'identificazione dinamica di edifici ed infrastrutture rappresenta uno dei principali campi di studio dell'ingegneria delle strutture civili. Assume una significativa importanza in quanto è applicata nei vari ambiti dell'analisi strutturale come nelle fasi di:

- progettazione, per determinare la corrispondenza tra le ipotesi assunte nel modello di calcolo ed il comportamento del costruito, in modo da poter rettificare il primo se si è in corso di modellazione ed il secondo se si è in corso di costruzione;

- collaudo, per verificare la conformità di quanto realizzato con quanto progettato;

- esercizio, per misurare la variazione nel tempo delle caratteristiche dinamiche del moto, a seguito di eventi eccezionali o per decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

5.1 Tecniche di identificazione dinamica

Le tecniche di identificazione dinamica si suddividono in due categorie, in relazione alla conoscenza o meno della sollecitazione alla quale è soggetta la struttura:

- *tecniche input-output*: vengono misurate sia le forze eccitanti sia la risposta strutturale. La struttura viene sollecitata in uno o più punti, in seguito alla sollecitazione si misura la risposta strutturale. In questo caso l'analisi dinamica svolta prende il nome di Analisi dinamica Sperimentale (Experimental Modal Analysis, EMA): queste procedure consentono la determinazione delle proprietà dinamiche della struttura in termini di frequenze naturali, rapporti di smorzamento e forme modali, questi parametri serviranno per calibrare il modello della struttura. È, inoltre, possibile determinare i parametri modali della funzione risposta in frequenza del segnale di risposta al segnale di input.

- *tecniche output-only*: viene misurata la sola risposta del sistema. L'analisi modale può essere effettuata anche nel caso di eccitazione ambientale, la quale viene considerata rumore bianco, perciò l'input sulla struttura non è noto, in questo caso le tecniche di analisi modale prendono il nome di Analisi Modale Operazionale (Operational Modal Analysis, OMA). Le tecniche OMA portano ad ottenere gli stessi risultati delle tecniche EMA, con la differenza che risulta impossibile determinare i fattori di partecipazione modale non conoscendo l'input al quale la struttura è soggetta.

5.2 Analisi modale operativa: OMA

L'espressione "analisi modale operativa" è usata per indicare un gran numero di procedure di identificazione basate sulle sole informazioni in uscita (output-only). Come descritto in precedenza, queste tecniche si applicano quando l'eccitazione è naturale, ovvero quando le strutture sono soggette a vibrazioni ambientali. In questo caso, si suppone che l'input incognito sia ben rappresentato da un rumore bianco con distribuzione gaussiana a valore medio nullo. Questa ipotesi implica che l'input sia caratterizzato da uno spettro piatto nel range di frequenze di interesse, di conseguenza tutti i modi risultano eccitati e lo spettro in uscita contiene tutte le informazioni relative alla struttura. Da un punto di vista matematico, i segnali sono completamente descritti dalle loro funzioni di correlazione. I diversi metodi sviluppati lavorano, quindi, sfruttando i soli dati di output.



Figura 5.2 spettro di un rumore bianco

Le tecniche OMA si basano sulle seguenti ipotesi fondamentali:

- linearità: il comportamento dinamico della struttura è lineare, per cui la risposta a una certa combinazione di ingressi al sistema è uguale alla medesima combinazione delle rispettive risposte;
- stazionarietà: le caratteristiche dinamiche della struttura non cambiano nel tempo; pertanto i coefficienti delle equazioni differenziali che reggono il problema sono costanti rispetto al tempo;
- osservabilità: i dati necessari a determinare le caratteristiche dinamiche di interesse devono poter essere misurati (di qui la necessità di scegliere in maniera oculata i punti di misura).

L'esecuzione di un'analisi modale prevede la realizzazione delle seguenti operazioni:

- pianificazione ed esecuzione degli esperimenti: gli esperimenti vanno programmati sulla base di informazioni note a priori circa l'intervallo di frequenze, i nodi modali, l'accessibilità dei punti di misura. Essendo il numero di sensori strettamente legato alle risorse finanziarie a disposizione è molto importante posizionare un numero minimo di dispositivi sulla struttura in modo da ottenere tutte le informazioni necessarie. Per raggiungere tale scopo, è necessario avere a priori un'idea approssimativa dei modi propri che si andrà ad individuare;
- elaborazione dei dati e determinazione dei parametri modali: i dati acquisiti vengono filtrati, decimati, ed infine vengono estratti i parametri modali;
- validazione dei modelli modali.

I metodi sperimentali di identificazione delle caratteristiche dinamiche si distinguono, innanzitutto, fra tecniche definite nel dominio delle frequenze e nel dominio del tempo. Le prime operano ricavando le funzioni di risposta in frequenza, le seconde fanno riferimento, invece, alla matrice delle funzioni di risposta all'impulso.

Le tecniche nel dominio del tempo sono basate sulle soluzioni del seguente sistema di equazioni differenziali nel dominio del tempo:

$$[M]\{\ddot{v}(t)\} + [C]\{\dot{v}(t)\} + [K]\{v(t)\} = \{f(t)\}$$

dove:

- $\ddot{v}(t)$, $\dot{v}(t)$ e $v(t)$ sono rispettivamente i vettori delle accelerazioni, velocità e spostamenti;

- $[M]$, $[C]$ e $[K]$ sono rispettivamente le matrici delle masse, degli smorzamenti e delle rigidità;
- $f(t)$ è il vettore della forzante esterna.

I modelli sviluppati per l'identificazione dei parametri dinamici sono numerosi. Nel presente lavoro ci si sofferma sul metodo utilizzato per l'identificazione modale del caso di studio, ossia il "Covariance-driven Stochastic Subspace Identification method" (Cov-SSI) [Bayraktar et al., 2015; Jer-Nan Juang, 1994]. Questo metodo opera direttamente nel dominio del tempo e può essere convenientemente risolto mediante algoritmi a sottospazi; l'identificazione con questi metodi è basata sulla manipolazione di matrici [Van Overschee & De Moore, 1996]. Infatti, il problema dato dall'equazione del moto, viene convertito in due problemi di primo ordine, definiti dalle cosiddette "equazione di stato" e "equazione di osservazione". Tali equazioni, nel caso di solo output, per il generico istante discreto di tempo $t = k\Delta t$, dove Δt è il periodo di campionamento e $k \in \mathbb{N}$, possono essere scritte come segue:

$$\{x_{k+1}\} = [A]\{x_k\} + \{w_k\}$$

$$\{y_k\} = [C]\{x_k\} + \{v_k\}$$

dove:

- $\{x_k\} = \{x(k\Delta t)\}$ è il vettore delle variabili di stato, tempo e velocità;
- $\{y_k\}$ è il vettore dell'output del modello;
- $[A]$ è la matrice di stato discreta;
- $[C]$ è la matrice di output discreta;
- $\{v_k\}$ è il "rumore del processo" dovuto al disturbo e all'inaccuratezza del modello;
- $\{w_k\}$ è il "rumore di misurazione" dovuto all'inaccuratezza dei sensori.

Utilizzando la procedura descritta da Peeters e De Roeck (1999), una volta che il modello di stato è stato costruito, i parametri modali possono essere estratti dall'auto-decomposizione della matrice $[A]$ del sistema. Il comportamento dinamico del sistema è completamente caratterizzato dai suoi autovalori:

$$A = \Psi \Lambda \Psi^{-1}$$

dove:

$\Lambda = \text{diag}(\lambda_q)$ è una matrice diagonale contenente gli autovalori complessi del tempo discreto;

- Ψ è la matrice contenente gli autovettori come colonne. L'equazione di stato del tempo è equivalente alla equazione del secondo ordine del moto, quindi hanno gli stessi autovalori e autovettori:

$$A_c = \Psi_c \Lambda_c \Psi_c^{-1}$$

dove:

$\Lambda_c = \text{diag}(\lambda_{cq})$ è una matrice diagonale contenente gli autovalori complessi del tempo discreto;

- Ψ_c è la matrice contenente gli autovettori come colonne.

Gli autovalori λ_{cq} si presentano in coppie complesse coniugate e possono essere scritti come:

$$\lambda_{cq}, \lambda_{cq}^* = -\xi_q \omega_q \pm j \omega_q \sqrt{1 - \xi_q^2}$$

dove:

- ξ_q è il fattore di smorzamento modale del modo q;
- ω_q è la frequenza propria del modo q (rad/s).

Le forme modali φ_q in corrispondenza della posizione dei sensori, sono parti osservate del sistema di autovettori Ψ e sono ottenuti usando l'equazione:

$$\Phi = C\Psi$$

In conclusione i parametri modali ξ_q , ω_q e φ_q possono essere estratti analiticamente dall'identificazione delle matrici di sistema $[A]$ e $[C]$.

Nel caso di studio, i parametri modali sono stati estratti tramite il software ARTEMIS modal 6.0.

Nella figura 5.3 è riportato il diagramma di stabilizzazione ottenuto dall'analisi dei dati con il software ARTEMIS modal 6.0

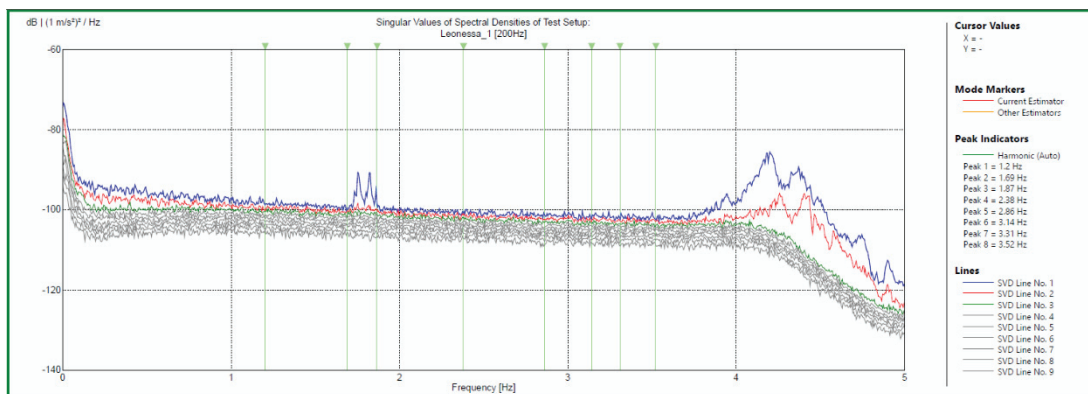


Figura 5.3 diagramma di stabilizzazione

Il diagramma di stabilizzazione mostra gli allineamenti dei poli stabili, per aumentare l'ordine del modello, e permette la determinazione degli n autovettori della matrice dinamica $[A]$, rappresentativi dei modi strutturali e di quelli che invece sono puramente numerici. I punti rossi indicano i risultati negativi del test di stabilità, mentre i punti verdi rappresentano quelli positivi. È possibile isolare i modi naturali da quelli numerici aumentando l'ordine del modello e verificando la stabilità dei risultati.

La stabilità di un modo al variare dell'ordine è così definita:

- la stima della frequenza propria è considerata stabile se essa non ha variazione maggiore del 2%;
- l'indice di smorzamento non deve differire dallo stesso calcolato con un modello avente ordine diverso di non più del 15%;
- la forma modale con un certo ordine viene confrontata con la stessa ottenuta con un ordine minore tramite il Modal Assurance Criterion (MAC), che deve essere almeno pari al 90%.

6. CONOSCENZA DELLA CHIESA DI SAN FRANCESCO A LEONESSA

6.1 Introduzione

L'oggetto di studio è la Chiesa di San Francesco a Leonessa, in provincia di Rieti.

Il complesso in esame è costituito dalla chiesa superiore, da quella inferiore e dal convento, è fortemente caratterizzato dalla torre campanaria che, posta ai margini, s'innalza nel centro dell'agglomerato urbano. E' delimitato ad ovest dalla via omonima e dalla piazza Garibaldi, ove si affaccia il fronte della chiesa, a sud dalla piazzetta di S. Croce, a nord dall'ex orto, sulla cui area recentemente è stato edificato un supermercato, e ad est dalla statale n. 457.



Figura 6.1 Chiesa San Francesco di Leonessa

6.2. Analisi storica ed evoluzione della struttura

Con la fondazione di Gonexa, l'ordine dei conventuali, protetto dalla casa d'Angiò, decise di rendere stanziale la piccola comunità, già presente da tempo con uno o più frati, nell'abbandonato convento di S. Giacomo, situato sulla costa del declivio verso il fiume e vicino al sentiero che si dirigeva verso il castello di Ripa. Probabilmente questo convento, menzionato per la prima volta nella Bolla di Lucio III del 1182, come convento di "Sancti Jacobi noviter edificati in postu de Cornu" ed in seguito abbandonato o semi-distrutto per gli avvenimenti accaduti nel sec. XIII, dovette successivamente essere concesso dall'episcopo di Rieti in uso ai francescani come sosta e riparo nei loro spostamenti, per predicare nei villaggi vicini. Nel 1282 si ha, infatti, notizia del primo frate francescano morto nel convento di Gonexa. Il 14 giugno del 1286, Pietro Gerra, vescovo di Rieti, pose la prima pietra della chiesa di S. Francesco, concedendo 40 giorni d'indulgenza a tutti coloro che avessero prestato la loro opera al nuovo cantiere. Nel 1290 Gerardo, vescovo di Spoleto, recatosi a Gonexa, in visita apostolica, riconfermò le indulgenze a chi prestava il suo aiuto per terminare la fabbrica. Nel 1296 la chiesa probabilmente doveva essere terminata se nella Bolla del vescovo di Spoleto Francesco, e successivamente in quella di Bernardo, vescovo di Rieti, vennero concesse nuove indulgenze a tutti coloro che la visitavano in determinati giorni dell'anno. La concomitante promulgazione di bolle da parte dei due vescovi sta chiaramente ad indicare il conflitto che dovette sorgere circa i diritti pastorali sui conventi e sulla città, derivati dall'appartenenza a questa o a quella diocesi, da parte delle famiglie dei castelli che avevano contribuito alla fondazione della città. La nuova chiesa venne costruita davanti all'antico

oratorio ed inizialmente forse dovette essere formata solo dalla navata destra e subito dopo da quella centrale, con un'aula più corta dell'attuale di due campate, ma abbastanza ampia per consentire di radunare al suo interno una vasta moltitudine di gente per ascoltare le prediche, sino a poco tempo prima svolte nelle piazze. Probabilmente la facciata, non ancora ricoperta con la cortina di pietra, doveva essere situata (secondo un'ipotesi del Gattinara) più indietro dell'attuale con un portico antistante a tre fornici, di cui quello centrale più alto dei laterali, deducibile dai muri interni e laterali alla porta, mentre all'esterno, sul lato destro della chiesa, una tettoia doveva coprire una scalinata o una strada in terra battuta che conduceva probabilmente al vecchio oratorio, situato ad un livello più basso di circa 4 m. L'ipotesi che esistesse questa tettoia è dovuta alla presenza di una cornice a scivolo, che fungeva da gocciolatoio, lungo tutta la parete, alla presenza di mensole in pietra, su cui poggiavano le travi per l'appoggio dei correnti e alla presenza di buchi per l'attacco di travi verticali del tetto di copertura. All'interno del portico di facciata doveva essere situato l'attuale portale, opera di una delle tante scuole di scalpellini di tradizione atriana, operanti a L'Aquila, riconoscibile dall'alta zoccolatura dello strombo, dalle colonnine divise da pilastri e dall'archivolto nascente dai capitelli formati da foglie di palma (simbolo del martirio) intercalate da rosette e da steli vegetali. Il convento invece si dovette sviluppare verso nord, più piccolo dell'attuale, per essere delimitato dalle mura del nuovo borgo, con una cinta più corta di quella eretta circa un secolo dopo. Il precoce inserimento dei francescani nella nuova società fu facilitato non solo dal loro riconosciuto impegno nel soccorrere i poveri, le vedove e tutti coloro che erano esclusi dalla comunità (come i lebbrosi e i derelitti) con la redistribuzione dei beni ricevuti in beneficenza ed elemosine, ma anche perché riuscirono a farsi

apprezzare dalla classe dirigente come educatori e specialisti nelle discipline delle scienze, della liturgia e del diritto. La consapevolezza da parte dei conventuali delle nuove esigenze della comunità portò anche il ceto mercantile, più attivo degli altri mestieri, nella circolazione dei beni e, più disponibile ai rischi che questa portava, a sentirsi più vicino ai francescani non ancorati alle strutture tradizionali della collettività. Allorché alla metà del sec. XIV sopravvennero le calamità che decimarono la popolazione della zona, lo scopo primario dei conventuali ritornò ad essere quello della predicazione contro i vizi derivati dalla vita e dalla seduzione del denaro a discapito delle opere di misericordia. Sotto la loro protezione si sviluppò la confraternita di S. Croce, derivata dalle dottrine e dalle pratiche di disciplina del Fasani che, per scongiurare le punizioni divine per i peccati dell'umanità, esercitava cruento punizioni corporali che avvenivano dopo una confessione, indispensabile per la presa di coscienza della colpa. Tali pratiche, sino allora considerate come una santa follia, sedussero totalmente le folle terrorizzate dalla morte che in poco tempo s'inserirono profondamente nella vita religiosa del popolo come espiazione catartica del peccato. Ma se il popolo venne affascinato dalle prediche e dalle pratiche dei conventuali, parte del ceto più abbiente, critico verso queste espressioni morbose di mortificazione, cominciò ad orientarsi verso la confraternita di S. Maria delle Grazie più conciliante e rassicurante. Alla fine del 1300 tutto il complesso si ritrovò ad essere nel centro di Leonessa per l'ampliamento della cinta muraria, che aveva inglobato il borgo, sorto nella zona degli orti. Sicuramente la congiuntura favorevole della protezione dei Trinci, dei Tomacelli e degli Angiò-Durazzo e di una certa disponibilità di denaro derivata dalle elemosine dei fedeli, permisero all'Ordine di chiedere al papa il permesso di poter realizzare un nuovo complesso conventuale, essendo il vecchio ormai fatiscente.

Nel 1396 papa Bonifacio IX concesse ai conventuali di ricostruire, con la pia elargizione dei fedeli, il convento e la chiesa con campana, campanile e permesso di sepoltura. Il progetto, nato probabilmente all'interno della comunità religiosa dal sincretismo degli elementi culturali abruzzesi ed umbro-marchigiani, prevedeva di trasformare l'antica chiesa in una nuova tipologia basilicale, più ampia e più lunga. Ci vollero circa 50 anni per terminarla e tutte le supposizioni sono ancora lecite riguardo le problematiche costruttive delle navate e del convento, per gli evidenti ripensamenti dovuti alle difficoltà orografiche e a quelle economiche sorte durante la costruzione.

Nel 1446 il vescovo di Spoleto Sagace Conti benedisse la nuova chiesa, di cui doveva essere stata terminata la navata centrale, mentre la chiesa antica, divenuta oramai sotterranea e non più praticabile dai fedeli, doveva essere stata già da tempo concessa in uso alla confraternita di S. Croce. Dopo il disastroso terremoto del 1454 l'ordine dovette decidere di costruire e terminare il nuovo convento più ampio e più corrispondente alle nuove esigenze con il contributo della famiglia Braddi di Capodacqua (secondo una notizia dal manoscritto ottocentesco di D. Curzio Viscardi, ricavata forse da qualche scritto conventuale ora disperso). Con il rifacimento del convento si attuò anche il completamento della chiesa con l'erezione della navata sinistra e contemporaneamente fu realizzato il prolungamento dell'aula centrale e delle navate verso le mura, creando le tre absidi interrompendo la strada che costeggiava i bastioni, venne inoltre costruita, a sinistra, la sacrestia nuova e, a destra, la cappella del Presepio, innalzandola sopra i locali sotterranei di S. Croce distruggendone le volte affrescate. Probabilmente in questa fase i confratelli di S. Croce, avendo ricevuto e comprato alcune parti di orti fra il complesso di S. Croce e le mura, decisero di erigere un proprio oratorio più grande, per potersi meglio raccogliere in preghiera il sabato e nelle feste della

Beata Vergine. Nel 1503 fu inoltrata una supplica al priore dei conventuali per poter costruire il nuovo oratorio verso il fiume unendosi al muro della navata destra e alla cappella del Presepio e di aprire due porte, una nella cappella per entrare nell'oratorio, ove vi era l'altare dei Mongalli, con la statua di S. Bernardino, e l'altra nella piazzetta per entrare nella cappella e da questa nell'oratorio; di conseguenza la porta che dalla piazzetta conduceva all'oratorio di S. Croce (aperta nell'affresco del Paradiso) venne chiusa.

Il permesso fu accordato a patto che i frati officiassero le funzioni religiose per i confratelli. Nello stesso anno furono concessi alla confraternita i locali dell'antica chiesa posti sotto la navata destra, detta di S. Antonio, per il granaio del Monte Frumentario, da loro eretto, con l'obbligo di mantenere il tetto della navata, di abbattere la scala che dall'oratorio nuovo conduceva a quello sotterraneo, aperta in mezzo all'affresco dell'Inferno, e di avere, per loro sicurezza, le chiavi delle due porte aperte nella cappella del Presepio. L'aula sotto il nuovo oratorio fu poi divisa da un tramezzo e nella prima stanza fu aperta una porta che dava sul vicolo per permettere ai prestatori di distribuire il grano, mentre questo veniva immesso nel granaio dalla buca situata nella navata destra che in antico serviva per illuminare la chiesa sotterranea.

Logicamente questa situazione fu causa di continue dispute fra i frati e i confratelli per l'uso che ne veniva fatto in orari non compatibili con le sacre funzioni. Nel 1522 fu terminata la nuova facciata con il contributo di fra Antonio Cole e sul frontespizio fu posta una lapide in memoria. Nel 1578 il vescovo Gregorio concesse un privilegio all'altare di S. Antonio, situato nell'abside della navata destra, ove erano conservate le reliquie del corpo di S. Fausto e di un dito di S. Biagio.

Nel 1582 l'Università di Leonessa decise di porre sul campanile un orologio collegato alla grande campana per la comodità di tutta la popolazione, dopo aver ottenuto la concessione da parte dei padri francescani di poter collegare le ruote dell'orologio alla campana grossa, ideata e fabbricata da "fra Giulio". Venne però convenuto che le spese della manutenzione dovevano essere a carico dell'Università, che questa doveva riconoscere al convento la proprietà della campana e che, se si fosse rotta, doveva essere rifatta a spese dell'Università. Nel sec. XVII i conventuali consentirono alla confraternita di costruire sulla facciata ovest della cappella del Presepio un campanile per radunare i confratelli per non usare la loro campana che creava confusione nei fedeli e disturbava il convento. Nel 1602 fu eretto l'attuale altare maggiore ove vi furono riposte le reliquie di S. Fausto, mentre tutta la chiesa, lesionata per il terremoto del 1599, fu consolidata e restaurata. Nel 1607 Antonio Populino, professore di ebraico nel collegio dei Neofiti di Roma, fece aggregare all'Arciconfraternita dell'Immacolata Concezione in S. Lorenzo in Damaso in Roma, la Società della Concezione della B. Maria Vergine che aveva sede nell'altare omonimo, posto nella navata destra di S. Francesco. La società aveva il compito di applicare le sette opere di carità e di dotare il giorno della festa della Concezione una ragazza povera dopo la solenne processione all'interno della chiesa. Il 20 luglio dello stesso anno fu rappresentato a Leonessa, davanti ad un foltissimo pubblico, un dramma sacro in sei atti intitolato "Martirio della gloriosa Vergine santa Margherita", composto dal minore fra Girolamo Falasco da Monte Reale. Per l'occasione fu allestito un palco semicircolare, lungo 70 palmi e largo 4, adorno di quattro scene con palazzi, logge e selve. Nel 1609 Tullio Falconi lasciò nel suo testamento la somma di 500 ducati per la costruzione di un organo con cantoria.

Nel 1611 i confratelli di S. Croce tentarono d'impossessarsi della Cappella del Presepe, prima, rimuovendo le statue del presepio e, poi, tentando di chiudere l'arco della cappella che dava nella chiesa. Immediatamente i francescani si opposero a questo tentativo di occupazione illegittima denunciando l'accaduto al vescovo di Spoleto, che riconfermò l'appartenenza della cappella al complesso della chiesa. In quel periodo dimoravano nel convento un priore, due frati bacellari e tre semplici frati "di poche lettere". Nella seconda metà del sec. XVII fu voltata la navata centrale, mentre l'antica sacrestia fu trasformata nell'attuale cappella del Crocifisso dalla famiglia Cianca. Con il terremoto del 1703 crollarono le absidi, mentre la chiesa ed il convento furono fortemente lesionati. I cittadini di Leonessa morti nel terremoto furono in gran fretta sepolti nella cappella del Crocifisso.

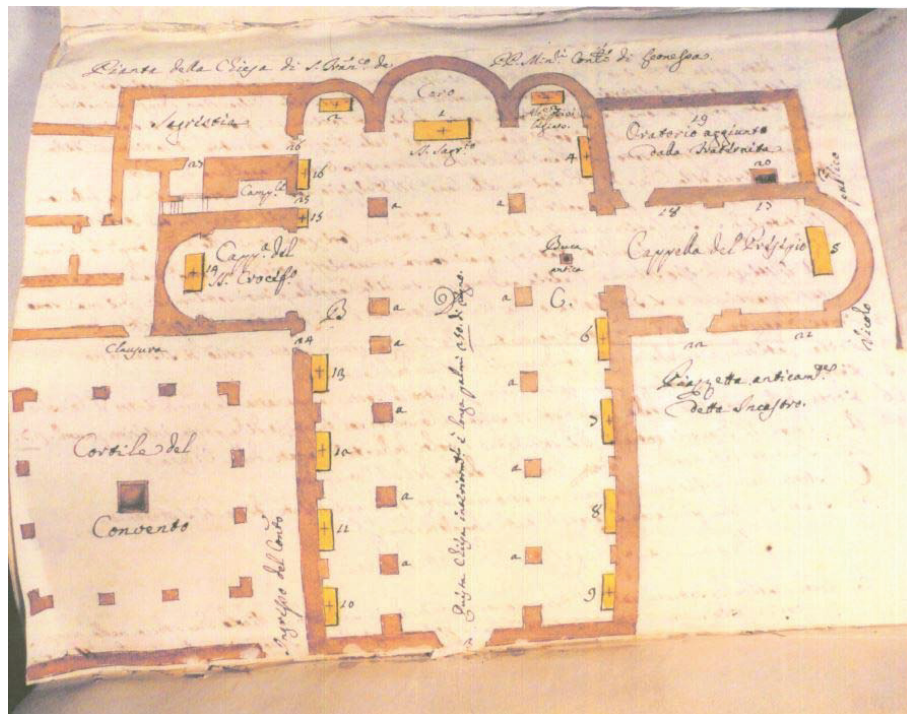


Figura 6.2 Pianta storica della Chiesa di San Francesco a Leonessa

Nel 1705 il complesso risulta restaurato, mentre nel 1745 tutta la chiesa fu ridecorata con elementi in stucco che ricoprirono le antiche strutture mentre la cappella del Crocifisso fu ampliata e ristrutturata. Nel 1740 nacque una nuova causa tra i conventuali ed i confratelli di S. Croce riguardo la proprietà della chiesa inferiore, dei locali annessi e della cappella del Presepio. I conventuali presentarono ancora una volta bolle e documenti attestanti che la chiesa inferiore era sempre stata di loro proprietà, che la buca che era nella "navata di S. Antonio" era stata fatta da loro per illuminare la chiesa inferiore "che i confratelli l'avevano adoperata per mettere il grano che veniva raccolto nella chiesa inferiore e messo nel Monte Frumentario. Che il cappellano del Presepio era dei PP. che avevano assegnato poi ai confratelli di S. Matteo ora di S. Croce e che non era mai stata chiesa, ma cappella. Che l'oratorio a fianco è dei confratelli sempre da loro chiuso e che la porta che dalla cappella dà alla piazza è stata sempre chiusa dai PP. che ne tengono le chiavi come delle altre porte. Che il campanile fu loro concesso per richiamare a loro piacimento i confratelli per non adoperare le campane della chiesa che avrebbero disturbato i frati". La causa, sebbene fosse vinta dai conventuali sui diritti di possesso, si trascinò in liti e rivendicazioni per molto tempo. Nel 1746 la confraternita fece arbitrariamente dipingere da Lorenzo Bisini lo stemma del Capitolo Lateranense sulla porta della piazzetta, cercando di sottrarsi all'autorità dei francescani per porsi sotto quella del Capitolo, dichiarando i locali sotterranei e la cappella suoi di diritto. La causa fu portata nuovamente davanti al vescovo di Spoleto, che, dopo anni di controversie, riconobbe le proprietà contestate al convento di S. Francesco e alla compagnia solo l'edificio del nuovo oratorio. Nel 1805 per ordine di Gioacchino Murat, re di Napoli, il convento venne soppresso ed utilizzato per ospitare la gendarmeria, mentre gli arredi furono dispersi e la biblioteca con molti manoscritti ed incunaboli trasferita a Napoli.

Nel 1866 i beni della confraternita vennero inglobati dallo Stato Italiano per le leggi eversive e ai primi del sec. XX, dal Ministero per il Culto venne affidata alla confraternita la cura e la manutenzione provvisoria della chiesa, ma non la proprietà che, in seguito, fu più volte contestata dal vescovo di Spoleto, al Comune di Leonessa che era divenuto il legittimo proprietario anche dei sotterranei e della cappella del Presepio. Nel 1870 il Ministero per il Culto affidò alla confraternita di S. Croce l'incarico di assolvere le funzioni. Nel 1889 venne concesso al vescovo di Spoleto l'uso della chiesa come parrocchia, non la proprietà, essendo in Leonessa le chiese dei Sesti della diocesi fatiscenti o crollate. Nel 1956 durante i lavori di restauro, da parte della Soprintendenza di Roma, vennero rimossi gli altari laterali, gli stucchi e il pavimento con le sepolture. Nel 1995 iniziarono i lavori di consolidamento e di restauro del complesso.

6.3 Analisi tecnica

La chiesa superiore, a tre navate terminanti ciascuna con un'abside, si presenta come un ampio volume, coperto con tetto a due falde di coppi in laterizio. Risulta essere adiacente: sulla sinistra con il convento, con i corpi della sacrestia e della cappella del Crocifisso e, sulla destra, con i volumi della cappella del Presepio, del nuovo oratorio e, infine, con la piazzetta di S. Croce.



Figura 6.3 Foto realizzata con drone della Chiesa di San Francesco a Leonessa

L'importante facciata, che dà su via S. Francesco, di stile romanico abruzzese, è in conci di pietra rossa locale e rispecchia le incongruenze e le varie fasi costruttive del complesso.

Risulta divisa, infatti, verticalmente in tre parti, che corrispondono alla larghezza delle navate retrostanti, che sono individuate, oltre che dagli accostamenti delle murature, relativi ai corpi aggiunti successivamente, anche dai distinti coronamenti orizzontali, che si presentano differenziati nelle altezze. La parte centrale, alta

12,5 m e larga 10,00, che prospetta il coronamento più alto, è sede di un bel portale romanico-gotico, dalla accentuata strombatura, il cui arco a sesto acuto è sorretto da pilastri laterali composti, terminanti con capitelli con foglie di palma, formati da un insieme di due colonnine tortili ed una liscia, alternate da concavità, che continua anche all'interno dell'arco, e sormontato da una cornice esterna più tarda, a bugnato, sorretta da due mensole di riporto. Un caratteristico architrave in pietra, su cui sono scolpite in altorilievo un agnello crocifero e due leoni disposti disarmonicamente rispetto all'asse mediano, individua una lunetta soprastante in cui appare un affresco che raffigura la Madonna col Bambino e due figure di santi ai lati su fondo dorato.

Al di sopra è posto un grande oculo, circoscritto da una cornice in pietra rossa ricca di modanature, ma privo della ruota centrale. L'originale rosone a ruota è riprodotto in un ex voto su tavola del sec. XVIII, riposto nel museo della chiesa di S. Pietro.

Sulla destra dell'oculo è posta una targa di pietra bianca che recita "1522 Fr ant. antonii cole pleb. rxf", che fa supporre la data della definitiva sistemazione della facciata. La parte sinistra del prospetto di facciata, confinante con il convento, risulta semplice e priva di particolari caratteristiche, mentre la parte destra, più larga, si presenta, invece, ripartita in due piani sovrapposti, divisi da una cornice sagomata, che corre per tutta la sua lunghezza.

La torre campanaria, costruita o riedificata dopo il 1396, è formata da elementi in pietra "sponga", leggera ed elastica per meglio contenere le sollecitazioni sismiche, s'innalza, con pareti piene segnate da marcapiani, sino alla cella campanaria, i cui quattro fornic, terminanti con archi acuti, dovevano essere all'origine trilobati internamente. La facciata laterale, che dà sulla piazza di Santa Croce, relativa alla navata destra della chiesa, si presenta con elementi in pietra sbozzata a tessiture differenziate, sulla quale sono visibili i segni delle ricostruzioni e trasformazioni subite.

Sono presenti tre finestre monofore archiacute, con conci di pietra rossa locale con grate in ferro disegnate con motivi a "coda di pavone", realizzate recentemente in sostituzione delle precedenti piccole finestre circolari; tali monofore non hanno corrispondenza geometrica con le campate retrostanti. Internamente la chiesa mostra un impianto a tre navate, strutturate, a sinistra, da una successione di otto pilastri, di cui due addossati alle pareti terminali, sui quali si impostano sette archi a tutto sesto di dimensioni differenti e, a destra, da una successione di sette pilastri di cui due addossati anch'essi alle pareti terminali, sui quali si impostano sei archi sempre a tutto sesto. La navata centrale è coperta da una volta a botte con sei lunette per lato, che corrispondono, nella parte destra, alle arcate sottostanti, mentre, a sinistra, non trovano corrispondenza con le arcate sottostanti in quanto il cui numero è maggiore di una unità.

La navata di sinistra è costituita da sei campate, impostate su pilastri e lesene laterali, di cui una spuria, in quanto comprende tre pilastri, posta di fronte alla cappella del Crocifisso. Le prime quattro campate presentano costoloni nelle nervature delle crociere e arcate in pietra a vista tra un pilastro e l'altro. Le restanti campate sono a crociera intonacate, distinte da archi a tutto sesto, impostati su pilastri e lesene. La navata di destra è costituita da sei campate a crociera, impostate su pilastri e lesene laterali in pietra. Le prime quattro sono coperte con crociere costolonate, le due rimanenti, con crociere intonacate, sempre distinte da archi a tutto sesto in pietra. Da notare che queste ultime quattro campate terminano, in prossimità dell'ingresso alla cappella del Presepio, con un arco a tutto sesto definito da una sezione semicircolare e sorretto da due semicolonne tonde addossate; un elemento architettonico inusuale nella chiesa, che lascia ipotizzare l'estremità di una navata unica, relativa ad una probabile configurazione della primitiva chiesa.

Le tre navate terminano ciascuna con un'abside circolare; quelle laterali sono rialzate di un gradino e presentano una monofora centrale e due oculi laterali, mentre quella centrale, di dimensioni maggiori, è rialzata di due gradini ed è illuminata da due monofore laterali.

L'interno, ristrutturato dopo il 1979 e spogliato degli altari laterali e della maggior parte delle tele, che erano presenti, e che ora sono riposte in parte nel nuovo oratorio della Confraternita, si presenta come un ambiente semplice e severo, che evoca la sacralità dello spazio. Il pavimento moderno è formato da elementi in terracotta, disposti a spina di pesce, entro campate, individuate da fasce di travertino che accompagnano le pareti perimetrali, da fasce trasversali e due fasce, di spessore maggiore, che corrono longitudinalmente per tutta la lunghezza

della chiesa, comprendendo, al loro interno, le basi dei pilastri.

In prossimità della quarta campata il pavimento presenta un salto di quota che nella navata centrale si spinge verso l'abside centrale, individuando il presbiterio. Qui è situato l'altare maggiore, cui fa da sfondo il catino absidale, definito da un arco in pietra, che conclude la volta a botte dalla navata centrale. Si tratta di un altare in pietra locale che contiene le reliquie di S. Fausto su cui è posto un tabernacolo in legno dorato alto 430 cm, opera di ebanisti romani della fine del 1500. Di fronte sono presenti gli arredi sacri moderni quali l'altare e l'ambone, ambedue in pietra rossa locale. Nella navata laterale di sinistra, nella parete di controfacciata, è presente una moderna statua di cartapesta della Madonna della Misericordia, in trono, con Bambino. Al di sopra è stata collocata la pala centrale del distrutto altare Mongalli; un olio su tela del sec. XVII, raffigurante la Crocifissione. Segue un affresco del sec. XV, raffigurante la Trinità, entro un ovale, secondo lo schema iconografico del Masaccio, usato in S. Maria Novella a Firenze.

Nella seconda campata vi è un olio su tela (266x187) di Ercole Orfei da Fano del 1578, raffigurante la Madonna con il Bambino benedicente. Nella terza campata è posto un dipinto su tela raffigurante S. Francesco in estasi su di una roccia, mentre in ginocchio riceve le stimmate. Nella quarta campata è stato collocato, a ridosso della parete, nella seconda metà del sec. XX, il portale in pietra rossa locale (380x259) di S. Maria extra moenia, formato da un arco goticizzante. Nella quinta campata (anomala perché sono presenti due pilastri ravvicinati) si apre la Cappella del Crocifisso con un arco a tutto sesto, impostato su paraste e semicolonne tonde addossate con capitelli compositi, che sorreggono un'aggettante trabeazione, decorata da elementi floreali, che percorre il perimetro della cappella. L'interno è a pianta quadrata con le facce simmetriche. È caratterizzata da quattro pilastri compositi, posti agli angoli, costituiti da paraste angolari, su ciascuna delle quali è addossata una semicolonna sulla faccia piana e tre quarti di colonna sugli angoli. Le pareti laterali sono simmetriche e costituite da un campo centrale definito da decorazioni floreali in rilievo che fanno da contorno ad una grande cornice in stucco dorato contenente due tele (231x235). La tela a sinistra è una copia della Flagellazione di Cristo del Trevisan, che si trova nella chiesa di S. Silvestro in Capite a Roma, mentre di fronte è collocata la copia della Caduta di Cristo sotto la croce sempre del Trevisan; ambedue opere del Viscardi del 1746. Al di sopra delle citate tele e sopra la trabeazione vi sono due lunette con bordi in stucco dorato contenenti due dipinti (230x115). Nella lunetta a sinistra è collocata un'Orazione nell'orto, dove il Cristo è raffigurato in preghiera, mentre nella lunetta di destra la Flagellazione di Cristo, dove il Cristo seduto è incoronato di spine; ambedue sono opere di Monatti, della bottega del Viscardi. La parete di fondo, caratterizzata, come l'ingresso, da un arco a tutto tondo poggiante sulla trabeazione, è sede della nicchia, nella quale è depositato il

Crocifisso, circondata da un'architettura in stucco di colonne binate, dipinte in finto marmo verde, con capitelli corinzi dorati. Sulla trabeazione altri due angeli sorreggono una cornice entro la quale vi è un olio (120x110), opera del Viscardi, che rappresenta S. Giuseppe. Il Crocifisso (152x146), opera lignea quattrocentesca che, come stile, potrebbe riferirsi ad un artista centro-meridionale, ha le braccia snodabili per essere usato nei drammi sacri della settimana santa. Usciti dalla cappella, a sinistra, nella sesta campata, si apre un passaggio con volta a botte in pietra che accede alla torre campanaria e accanto la porta che conduce alla Sacrestia, con riquadrature in conci di pietra bianca; questa è un corpo aggiunto successivamente al complesso come è chiaramente visibile nel prospetto che si affaccia ad est, sulla valle del Tascino. Internamente si presenta come un'aula rettangolare coperta con volta a botte con quattro lunette su ciascun lato. L'illuminazione è data da due finestre poste sul lato sinistro, in corrispondenza della seconda e quarta lunetta. La volta è affrescata con motivi floreali. Le lunette sono tutte affrescate e raffigurano ciascuna un santo: si hanno in successione, a sinistra, S. Antonio da Padova, S. Elisabetta d'Ungheria, S. Giovanni da Capistrano, S. Giacomo della Marca e, a destra, S. Bernardino, Beato Domenico da Leonessa, S. Ludovico di Tolosa e S. Bonaventura. Sulla parete di fondo è collocato un affresco raffigurante la Crocifissione di Cristo tra S. Francesco e S. Chiara, datato 1574. La navata di sinistra termina con un'abside circolare che si raccorda con un catino alla volta soprastante; è presente una finestra monofora in posizione centrale, che è stata aperta di recente in occasione dei restauri eseguiti dalla Soprintendenza per i Beni Artistici e Architettonici del Lazio, e due oculi laterali. Nella prima campata della navata destra della chiesa vi è l'affresco di S. Caterina del sec. XVI, raffigurata mentre osserva la ruota del suo martirio.

Nella prima campata, nella parete laterale, compare una nicchia richiusa con una monofora soprastante; tale nicchia rivela l'esistenza della porta laterale della chiesa che si apre sulla piazzetta di Santa Croce. Accanto compare un lacerto di intonaco raffigurante il Cristo in croce. Su alcune facce dei pilastri sono dipinti affreschi votivi dei secc. XIV-XV. Nella seconda campata si ha una monofora e in basso, murato entro una nicchia, uno stemma farnesiano. Nella terza campata è presente solamente una monofora con vetrata artistica. Nella quarta campata, ultima con costoloni in pietra, è presente, murata nella parete, la parte centinata di un portale archiacuto, a conci di pietra rossa mandorlata, dal profilo esterno a punte triangolari, proveniente forse dalla chiesa di S. Egidio. Nel quarto pilastro libero, a destra, è posta una lapide. Nella quinta campata, rialzata di un gradino, si apre un arco a tutto sesto in pietra a vista con grata in ferro, che introduce alla Cappella del Presepio; tale arco è stato aperto in un secondo momento, decentrato com'è rispetto alla campata stessa e non in asse con il piccolo oculo soprastante. La Cappella del Presepio è un'aula rettangolare suddivisa in due campate con volte a crociera, che s'impostano su piedritti in pietra a vista. Nella prima volta, dai costoloni dipinti e decorati con elementi floreali, sono affrescate le quattro virtù cardinali, mentre nella seconda le tre virtù teologali. Le parti neutre degli affreschi testimoniano elementi decorativi andati perduti; sono opere di un buon pittore del sec. XVII, ancora da studiare. Le pareti appaiono intonacate e tinteggiate, il pavimento moderno in elementi in cotto disegnato a spina di pesce, con cornici perimetrali, sul quale sono visibili due sepolture. Nella parete di destra sono poste due finestre sotto le lunette che si affacciano nell'attigua piazzetta di S. Croce. Nella stessa parete compare l'antico portale che risulta essere stato richiuso e quindi non comunicante con l'esterno.

Nella prima campata, sulla destra, è stata posta la pala dell'altare di S. Bonaventura, precedentemente situato nella navata sinistra della chiesa, in legno dorato, con colonne tonde e trabeazione soprastante, che incorniciano una tela del sec. XVIII. Segue la pala dell'altare di S. Apollonia. Il quadro, olio su tela (340x210), è opera di Pasquale Rigo da Montereale eseguito nel 1592 e si compone di otto riquadri. Nella seconda campata, di seguito, in una nicchia situata sotto la finestra, è posta la statua lignea di S. Sebastiano (alt. 205), opera, dei primi del Cinquecento, di un artista meridionale vicino alla scuola di Silvestro dall'Aquila e con richiami alla cultura napoletana. Nella parete di sinistra, la prima campata è occupata da una bella cantoria, con pannelli lignei dipinti con vasi di fiori alternati con motivi a racemi, e divisi da lesene e cariatidi, che contiene la mostra di un organo di cui rimangono solo alcune canne. Al di sotto una porta comunica con l'oratorio della confraternita, ora adibito a deposito di opere d'arte. È posta qui provvisoriamente la pala dell'Assunta (230x170) già nella chiesa conventuale di S. Lucia. Nella seconda campata, una seconda nicchia nel muro contiene la statua lignea, detta di S. Biagio (alt. 169), del sec. XV policromata a mecca e ricavata da un unico tronco di ulivo scavato al suo interno. Probabilmente rappresenta S. Ludovico di Tolosa che la pietà popolare ha poi scambiato ed identificato con S. Biagio la cui fisionomia e i cui attributi sono completamente assenti in questa immagine. Il calpestio della seconda campata presenta due tagli nel pavimento, a ridosso delle pareti laterali, i quali comunicano con l'ambiente sottostante, recentemente recuperato. Nella parete di fondo è presente un altare a vasca, decorato con motivi floreali in oro su fondo celeste, la cui lunga mensa fa da basamento ad una nicchia alta 6,00 m e larga 5,00, che è incorniciata da un arco sorretto da due lesene ornate con motivi a candelabri dorati su un fondo azzurro; all'interno di tale nicchia è posto il Presepio che è articolato su tre piani

sovrapposti e composto da 39 figure.

Da una porta con grata, situata nella parete sinistra della cappella del Presepio, al di sotto della cantoria, si entra nell'ambiente già adibito a nuovo oratorio della confraternita, ora utilizzato come deposito-museo in cui vengono conservati i quadri e le suppellettili delle chiese dimesse nel sec. XX. La pianta è rettangolare con tetto ad una sola falda, costituito da pannelle in laterizio, a vista, sorrette da travicelli, arcarecci e mezze capriate in legno, ancorate ai due muri laterali. Opera che, insieme alla pavimentazione in cotto moderno, fa parte di un recente restauro eseguito dalla Soprintendenza del Lazio. L'illuminazione naturale avviene attraverso due finestre che guardano la valle del Tascino.

La quinta campata della navata di destra della chiesa presenta unicamente una nicchia nella parete laterale contenente un altare, che ospita il SS., con una statua moderna della Madonna dell'Immacolata Concezione del 1960 sostituita ad una più antica. La navata destra, come la corrispondente di sinistra, termina con un'abside circolare caratterizzato dalla presenza di una monofora centrale, di recente costruzione, e da due nicchie laterali con soprastanti oculi. A ridosso della parte di fondo è collocato un altare moderno in pietra sul quale è posto un crocifisso, mentre nella nicchia di destra è conservata una statua di S. Antonio con Gesù Bambino in braccio, che originariamente era ubicata al centro dell'abside. Una lapide in marmo, rimossa dalla sua posizione originaria, ricorda la dedizione dell'antico altare a S. Antonio.

COMPLESSO DI S. CROCE

Da una rampa, che scende dalla piazzetta laterale della chiesa, si accede al complesso detto di S. Croce, identificabile in alcuni ambienti sotterranei di S. Francesco. Si entra dapprima in una stanza, a pianta quadrangolare, e successivamente in una seconda più grande, a pianta rettangolare; presentano entrambe volte a

botte, pavimenti in cotto di fattura recente e alte finestre che si affacciano sulla valle del Tascino. Tali ambienti trovano riscontro superiormente con il nuovo oratorio della confraternita, formando un corpo unico, costruito a ridosso dell'antico oratorio.

Da qui si entra in un ambiente, a pianta trapezoidale con un lato curvo, che corrisponde al vano dell'abside della navata destra della chiesa soprastante, le cui volte e pareti appaiono annerite dal fumo per la sua trasformazione ottocentesca in una fucina di fabbri. Ci si immette poi nell'antica chiesa attraverso un'apertura nell'abside che conserva ancora lateralmente due monofore, con tracce di decorazioni floreali e di pitture trecentesche negli sguinci e nelle parti inferiori della parete. L'aula, a pianta quadrangolare, è coperta da una grande volta a crociera ribassata che presenta costoloni decorati con spirali e disegni geometrici, con i quattro evangelisti, rappresentati seduti su nuvole in un cielo stellato, nelle vele della volta purtroppo molto rovinata dai vapori dei fuochi. Nella parete ovest un muro chiude un'altra campata della chiesa utilizzata nei secoli come sepolcreto. Nella parete nord, in una specie di arcosolio, è affrescata una quattrocentesca Annunciazione, di una mano molto mediocre. Da qui, attraverso un arco, si entra in un ambiente posto più in alto, a pianta rettangolare, caratterizzato da tre differenti livelli di calpestio: probabili testimonianze di un'antica articolazione degli spazi. Il soffitto piano, che corrisponde ad una parte del solaio della soprastante cappella del Presepio, è stato recentemente ricostruito. L'uso originario di tale ambiente rimane sconosciuto se si esclude l'ipotesi che sia stato il primo ricovero dei frati, ma che in seguito dovette essere trasformato prima in cappella o oratorio per la confraternita di S. Croce e poi, alla fine del 1300, come vano di raccordo fra la chiesa concessa alla confraternita e l'oratorio ricavato nel locale adiacente. La volta, insieme a quella del vano successivo, andò distrutta con la costruzione della cappella

superiore. Si raggiunge, infine, l'ultimo ambiente, a pianta quadrangolare, che era l'antico oratorio della confraternita di S. Croce nella quale confluirono i Bianchi e più tardi la confraternita lateranense di S. Matteo. Di fronte all'entrata si trova un grande affresco raffigurante l'Apparizione della Madonna, avvenuta ad Assisi il 29 luglio del 1399, ad un bambino che lavorava con il padre in un uliveto, sullo sfondo è rappresentata la prospettiva di Assisi verso Foligno, con le due rocche e l'invito della Madonna, scritto come un fumetto, a recarsi in città per invitare i penitenti ad indossare il bianco saio; è una pittura devozionale, eseguita da un artista itinerante forse al seguito dei Bianchi. Accanto all'affresco del miracolo della Madonna dell'Olivo si svolge un ciclo cristologico della Passione composto da undici episodi in due registri sovrapposti; sei nel superiore, di cui rimangono solo le parti basse per l'abbattimento della volta, e cinque nell'inferiore.

Sulla parete est è raffigurato l'inferno di cui rimane solo la parte sinistra essendo quella destra andata distrutta dall'apertura di una scala che comunicava con l'oratorio superiore. Sulla parete ovest vi è l'affresco della Gerusalemme celeste la cui parte centrale venne distrutta quando si dovette aprire sulla piazzetta un accesso al complesso divenuto sotterraneo dopo l'ampliamento della chiesa di S. Francesco nel sec. XV. A destra è rappresentato il Paradiso. A sinistra è raffigurata la folla delle anime giuste che si dirigono verso la città celeste. Fra la folla dei beati si riconoscono un frate francescano e uno agostiniano, che rappresentano forse gli ordini mendicanti presenti a Leonessa in quel periodo, e dietro a loro, incoronati di alloro, Boccaccio, Petrarca e Dante. La raffigurazione dei tre grandi sostenitori del primato romano su quello avignonese è un'evidente allusione alle lotte intorno al grande scisma che avevano travagliato la cristianità in quel periodo e il sostegno di Leonessa al popolo romano.

Il ritratto di Dante potrebbe essere una delle più antiche raffigurazioni del poeta se il dipinto venisse datato nei primi anni del sec. XV.

PROSPETTI ESTERNI

Il complesso, costituito dalla Chiesa, dall'Oratorio, dalla Cappella del Presepio, dalla Sacrestia e dalla torre campanaria, presenta, nei prospetti, paramenti diversificati. La facciata della chiesa, prospiciente su via di S. Francesco d'Assisi, che guarda verso ovest, è costituita da muratura da blocchi squadrati di pietra rossa locale posti in opera a filari regolari. Il fianco destro della chiesa che si rivolge verso piazza Santa Croce, ovvero a sud, è costituito da blocchi di pietra leggermente squadrati posti su filari regolari. Questa facciata è stata restaurata negli anni Cinquanta del secolo scorso, con l'introduzione delle attuali finestrate a sesto archiacuto e di varie riprese murarie. Il prospetto della Cappella del Presepio che guarda nella Piazza di Santa Croce, verso ovest, è composto da intonaco rifinito con tinteggiatura a base di calce. Gli altri prospetti che guardano verso valle, verso est, e precisamente la sacrestia, le tre absidi della chiesa e l'oratorio, sono costituiti da pietrame a vista non squadrato con angolari di pietre squadrate e riflettono interventi diversificati nel tempo e restauri recenti, come le aperture di finestrate nelle absidi laterali.



Figura 6.4 Foto prospetto ovest



Figura 6.5 Foto prospetto sud



Figura 6.6 Foto prospetto ovest

Stato di conservazione

Tutti i prospetti versano in cattivo stato di conservazione. I blocchi di pietra squadrati della facciata principale della chiesa si presentano anneriti e ricoperti da uno strato superficiale di natura vegetale e smog, e presentano sconnessure nei giunti. Come pure il bel portale tardogotico che si presenta annerito nelle colonnine a tortiglione e nella lunetta. Il prospetto laterale destro presenta nella parte bassa, a contatto con il calpestio della piazza, un vistoso intervento nelle stuccature eseguito recentemente per proteggere le murature da infiltrazioni di acqua piovana all'interno della chiesa. Il campanile, ben costruito con pietre squadrate e pietre angolari ammorsate e più grandi, presenta, nelle murature, i segni dei recenti terremoti e nella copertura, i segni del disfacimento del tetto a causa di fulmini.

COPERTURE

Le coperture del complesso sono variamente articolate nei rispettivi volumi. L'aula, composta dalla navata centrale e dalle due laterali, è coperta da un tetto a doppia falda, che dalle tre vele della facciata principale, si sviluppa lungo l'asse mediano per terminare con una soluzione a falda circolare che copre l'abside sottostante.

Gli altri volumi come la Cappella del Presepio e la Sacrestia presentano un tetto a doppia falda che si sviluppa ortogonalmente all'aula. Soluzioni specifiche vengono adottate per la Cappella del Crocifisso e la Torre campanaria.



Figura 6.7 Foto aerea delle coperture della struttura

Stato di conservazione

Le percolazioni provenienti dalle coperture provocano danni alle strutture dell'aula come evidenziati dagli intonaci e dalle tinteggiature ammalorate. Queste manifestazioni sono presenti principalmente nella parete di controfacciata nel punto in cui, esternamente, la falda del tetto delle tre navate incontrano la vela della facciata che si alza al di sopra delle coperture. Punto questo che d'inverno diventa ancora più critico per via della presenza della neve che vi ristagna. Altro punto critico è individuato nell'attacco della torre campanaria in prossimità del quale si manifestano

copiose infiltrazioni di acqua piovana all'interno. Sono presenti vistosi danneggiamenti agli intonaci e alle tinteggiature, in prossimità di pitture murali, nel pilastro d'angolo nella Cappella del Presepe nella cui sommità è presente un compluvio tra due falde inclinate che lasciano filtrare l'acqua piovana all'interno.

Esternamente vengono individuati motivi di dissesto, con conseguenti percolazioni di acqua piovana lungo le pareti verticali, in genere nelle gronde dei tetti. Nello specifico la copertura delle tre vele della facciata di coppi e contro coppi, con un'abbondanza di elementi scomposti e la mancanza di canali di gronda, provoca fenomeni di percolazioni di acqua piovana che oltre ad interessare la facciata, danneggia il sottostante rosone in pietra. Altre scomposizioni degli elementi di gronda, in mancanza di canali, sono ravvisabili nelle falde di copertura dei locali interni, provocando le note percolazioni. Infine la presenza di canali, distaccati dalla geometria originaria, provocano fenomeni di dilavamento delle facciate come si nota nel volume dell'antico Oratorio prospiciente Piazza Santa Croce. Il percorso dello smaltimento delle acque piovane, in vari punti, è reso difficile dalla complessità dell'andamento dei pluviali che talvolta non riescono a contenere l'acqua che vi si riversa.

6.4 Inquadramento territoriale

La Chiesa di San Francesco si trova nel centro storico del comune di Leonessa, piccolo borgo di circa 2400 abitanti in provincia di Rieti. Il comune, il più vasto per estensione territoriale del Centro Italia tra quelli situati sopra i 900 m s.l.m. e, in assoluto, il secondo più vasto della provincia di Rieti, è posto nel Lazio settentrionale, lungo il versante settentrionale del Terminillo e la *Val Leonina* (o Vallonina) discendente dalla Sella di Leonessa, allungandosi poi sull'omonimo altopiano di Leonessa fino al confine con l'Umbria con il territorio del comune di Monteleone di Spoleto e Cascia.

- Coordinate WGS84: Lat. 42.563532 e Long: 12.964751

- Coordinate ED50: Lat. 42.564503 e Long: 12.965676

- N.C.T. Foglio n. 96 lettera D del comune di Leonessa



Figura 6.8 Vista aerea centro storico di Leonessa



Figura 6.9 Carta topografica comune di Leonessa



Figura 6.10 Foto realizzata con drone del centro storico di Leonessa

6.5. Inquadramento sismico dell'area

La chiesa è ubicata nel centro storico del capoluogo ad un'altitudine di 969 m s.l.m.

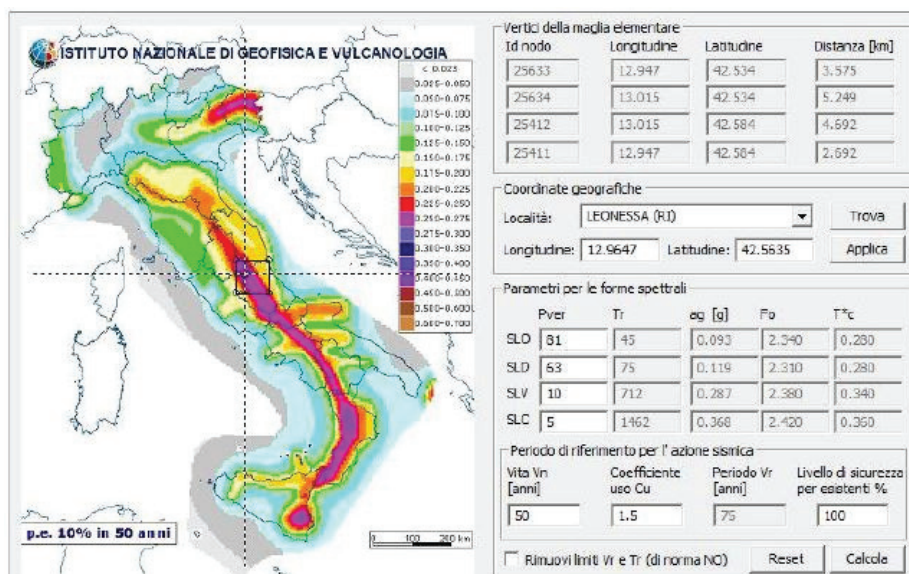


Figura 6.11 Parametri sismici comune di Leonessa

Il territorio comunale di Leonessa era stato originariamente inserito con Decreto del 29/04/1915 nella Seconda Categoria della classificazione sismica nazionale con Grado di Sismicità $S=9$. In base all'ordinanza n. 2788 del 12 giugno 1998 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Leonessa è stata inserita nell'elenco dei Comuni ad "Elevato Rischio Sismico" con Indice di Rischio $IR = 0,5991$ ed Intensità massima osservata $I_{max} \geq 10$ (MCS). Tale classificazione, però, è stata modificata dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 e dalla DGR n. 766 del 01-08-2003 sulla riclassificazione sismica del territorio regionale le quali hanno inserito Leonessa nella Zona Sismica 1. Attualmente, in virtù della DGR n. 387 del 22 maggio 2009 "Nuova Classificazione Sismica del territorio della Regione Lazio" (pubblicata sul BUR Lazio n. 24 del 27.06.2009 - Supplemento Ordinario n. 106) in applicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 e della DGR Lazio 766/03, il comune di Leonessa continua ad essere classificato nella Zona Sismica 1. Dalla suddetta DGR si riporta integralmente uno stralcio del testo. "La nuova riclassificazione si basa soltanto su 3 Zone Sismiche a differenza delle quattro della precedente classificazione del 2003, con la scomparsa della zona sismica 4. La Zona Sismica 1, quella più gravosa in termini di pericolosità sismica, non presenta sottozone in quanto il valore di a_g max previsto per il Lazio non giustifica ulteriori suddivisioni. Pertanto la creazione di sottozone ha interessato soltanto le zone sismiche 2 e 3, con la suddivisione in 4 sottozone sismiche (dalla 2A, ovvero la maggiore sottozona della zona sismica 2, fino alla sottozona sismica 3B, corrispondente alla sottozona meno pericolosa della zona sismica 3) come si evince dalla Tab. 3. Nella Regione Lazio, infatti, i valori di accelerazione a_g dell'elaborato all'84°percentile dell'INGV-DPC sono compresi fra 0.278g e 0.065g, ai quali si possono correlare empiricamente soltanto tre zone sismiche e quattro sottozone, escludendo quindi totalmente la zona sismica 4".

- Categoria di Sottosuolo

In riferimento alla nuova normativa introdotta con il D.M. Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018 sulle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, in conformità con l’EC 8, al fine della definizione dell’azione sismica di progetto, si può assumere:

Categoria di sottosuolo di fondazione “C”:

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

La velocità equivalente delle onde $V_{s,30}$ è definita dall’espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}.$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. Tale valore è calcolato mediante correlazione con prove geotecniche in situ SPT eseguite nel foro di sondaggio e, vista la struttura geologica profonda del sito, i 30 metri possono essere riferiti sia alla testa dell’eventuale opera di sostegno su paratia, sia alla fondazione dell’eventuale muro di sostegno.

Nelle espressioni dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali intervengono, tra gli altri, i seguenti parametri S_s e S_T .

- Amplificazione stratigrafica S_s

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_c^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella seguente tabella nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 6.12 Valori coefficienti S_s e C_c

- Valori di a_g , F_o e T_c^*

A livello comunale sono state redatte più relazione geologiche ed in linea di massima sono stati definiti dei valori medi come è possibile vedere nella seguente tabella:

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0.074	2.408	0.269
50	0.098	2.324	0.277
72	0.116	2.308	0.284
101	0.135	2.293	0.289
140	0.155	2.297	0.295
201	0.179	2.305	0.309
475	0.247	2.359	0.330
975	0.318	2.403	0.350
2475	0.439	2.429	0.369

Tabella 6.13 Valori mediati parametri sismici

Dove:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o 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.

- Amplificazione topografica ST

Rientrando il terreno nella Categoria Topografica T2 (Tabella 3.2 IV NTC), si assume valore del Coefficiente di amplificazione topografica pari a $ST = 1,20$ (Tabella 3.2.VI NTC).

6.6 Aspetti conoscitivi

In Italia la valutazione della sicurezza dei fabbricati assume un'importanza primaria, sia per l'elevata vulnerabilità degli edifici, soprattutto rispetto alle azioni sismiche, sia per il valore storico, architettonico, artistico e ambientale di gran parte del patrimonio esistente.

Il Capitolo 8 delle *"Norme tecniche per le Costruzioni"* del 20 febbraio 2018 ed il Capitolo C8A della *Circolare 21 gennaio 2019 n. 7* si occupano di edifici esistenti. Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari ai fini della valutazione della sicurezza sono: i documenti di progetto, il rilievo strutturale e le prove in situ e/o in laboratorio. La quantità e la qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi ed i valori dei *Fattori di Confidenza (FC)* da applicare alle proprietà dei materiali.

Le fasi progettuali che permettono la valutazione della sicurezza di un fabbricato, previste dalla Normativa, si riassumono sinteticamente in:

- *analisi storico-critica;*
- *rilievo geometrico;*
- *dettagli costruttivi;*
- *caratterizzazione meccanica dei materiali;*
- *definizione dei Livelli di Conoscenza (LC) e dei Fattori di Confidenza (FC);*
- *progettazione o definizione degli eventuali interventi da effettuare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza definiti dalla norma.*

La valutazione della sicurezza sismica di edifici esistenti comporta normalmente un grado di incertezza maggiore rispetto al caso di edifici di nuova costruzione. Tale incertezza viene fortemente influenzata dallo stato di conoscenza sulle effettive condizioni della struttura al momento di svolgimento della valutazione, ma anche dalla disponibilità di informazioni e documenti relativi al progetto ed alla costruzione dell'opera.

Il Livello di Conoscenza definisce le procedure per il rilievo geometrico-strutturale, per i dettagli strutturali, per la caratterizzazione meccanica dei materiali e per il metodo di analisi da utilizzare. Questa fase preliminare di conoscenza e diagnostica deve essere prevista e programmata all'interno di un opportuno piano delle indagini. L'approfondimento di ciascuna classe di indagine è deciso dal progettista in funzione degli obiettivi preposti. La scelta di approfondimento determina il livello di conoscenza raggiunto. La Norma definisce tre livelli di conoscenza possibili:

- LC1: conoscenza limitata;
- LC2: conoscenza adeguata;
- LC3: conoscenza accurata.

Da essi si determinano la metodologia di definizione dei valori medi dei parametri meccanici associati al materiale in esame ed il *Fattore di Confidenza*, che rappresenta il valore per il quale occorre dividere le resistenze medie dei materiali per tener conto del grado di incertezza associato al livello di conoscenza.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella 6.14 Livelli di conoscenza e rispettivi fattori di confidenza per edifici in muratura

La conoscenza della geometria strutturale di edifici in muratura esistenti deriva essenzialmente dalle operazioni approfondite di rilievo, che comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, comprese eventuali nicchie, cavità, canne fumarie; il rilievo delle volte, dei solai, della copertura e delle scale.

La geometria dell'edificio può essere ricavata da:

- disegni originali;
- disegni costruttivi od esecutivi;
- rilievo visivo;
- rilievo completo.

È buona norma, in presenza di materiale tecnico, procedere comunque ad un rilievo visivo al fine di controllare la corrispondenza tra la realtà costruita e le informazioni ottenute. In assenza di documentazione, si procede effettuando un rilievo completo. La rappresentazione dei risultati ottenuti, viene effettuata attraverso piante, prospetti e sezioni. Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato.

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti, atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- tipologia della muratura (ad un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, ecc.), e sue caratteristiche costruttive (esecuzione in mattoni o in pietra, ecc.).

Le indagini da svolgere per l'identificazione dei dettagli costruttivi sono classificate secondo due differenti gradi di approfondimento:

- verifiche in situ limitate;
- verifiche in situ estese ed esaustive.

Nel caso di strutture in murature sono previsti rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, di regola, alla rimozione dell'intonaco ed a saggi nelle murature, che dovranno essere effettuati in modo sistematico sull'intero edificio.

Le indagini per la determinazione delle proprietà dei materiali sono suddivise, in base al grado di approfondimento, in tre categorie:

- indagini in situ limitate;
- indagini in situ estese;
- indagini in situ esaustive.

Queste indagini servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Nel caso di strutture in muratura le prime due categorie prevedono esami visivi della superficie muraria, che, nel caso di indagini in situ estese, devono essere realizzate in maniera sistematica: almeno un'indagine per ogni tipologia di muratura presente con l'aggiunta di saggi superficiali ed interni. Il fine di queste categorie di indagine consiste nell'individuazione della tipologia di muratura da considerare tra quelle proposte nella tabella C8A.2.1, contenuta nell'Allegato della Circolare del 21 gennaio 2019. In tabella sono raccolti i valori di riferimento minimi e massimi dei parametri meccanici, il valore medio del peso specifico ed i valori dei moduli di rigidezza, riferiti a condizioni non fessurate. Questi dati sono riferiti in particolare a murature realizzate con malta di scarsa qualità e disposizione degli elementi con assenza di ricorsi o listature, con paramenti semplicemente accostati o mal collegati ed assenza di consolidamenti.

Nella tabella i termini presenti si riferiscono a:

- f_m = resistenza media a compressione della muratura;
- τ_0 = resistenza media a taglio della muratura;
- E = valore medio del modulo di elasticità normale;
- G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- w = peso specifico medio della muratura.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tabella 6.15 valori di riferimento minimi e massimi delle caratteristiche meccaniche delle murature

Inoltre, nel caso in cui la muratura in esame abbia caratteristiche migliori rispetto a quelle definite in tabella 5.6.2, la normativa prevede l'introduzione di coefficienti correttivi dettati in tabella C8A.2.2 contenuta nell'Allegato della Circolare 21 gennaio 2019. Questi coefficienti sono definiti, per ciascuna tipologia muraria, in funzione delle caratteristiche costruttive, dei materiali e dei possibili interventi di consolidamento rilevati. Di seguito si riporta la tabella relativa ai coefficienti correttivi dei parametri meccanici da applicare in presenza di malta di buone o ottime caratteristiche meccaniche, giunti sottili, ricorsi o listature.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con spessore di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 6.16 coefficienti correttivi dei parametri meccanici

Nel caso in esame l'edificio presenta un *Livello di Conoscenza Limitato (LC1)*, in quanto si ha a disposizione il solo rilievo geometrico e nessuna verifica in situ per i dettagli strutturali.

In accordo con il paragrafo C8A.1.4 della Circolare del 21 gennaio 2019 dovranno, quindi, essere assunti i valori minimi di resistenza degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1, in funzione della tipologia muraria considerata; per i moduli elastici verranno invece considerati, in un primo momento, i valori medi degli intervalli riportati nella stessa tabella.

6.7 Rilievo architettonico

Rilevare un'opera architettonica significa conoscere l'opera stessa nella sua globalità; con il rilievo dei fabbricati, quindi, andranno evidenziate le caratteristiche geometriche, dimensionali e strutturali proprie dell'edificio.

Il rilievo architettonico dei fabbricati è il punto di partenza indispensabile per la redazione dei progetti per il recupero degli edifici.

6.7.1 Rilievo architettonico del complesso

Si riportano le piante, i prospetti e le sezioni della Chiesa:

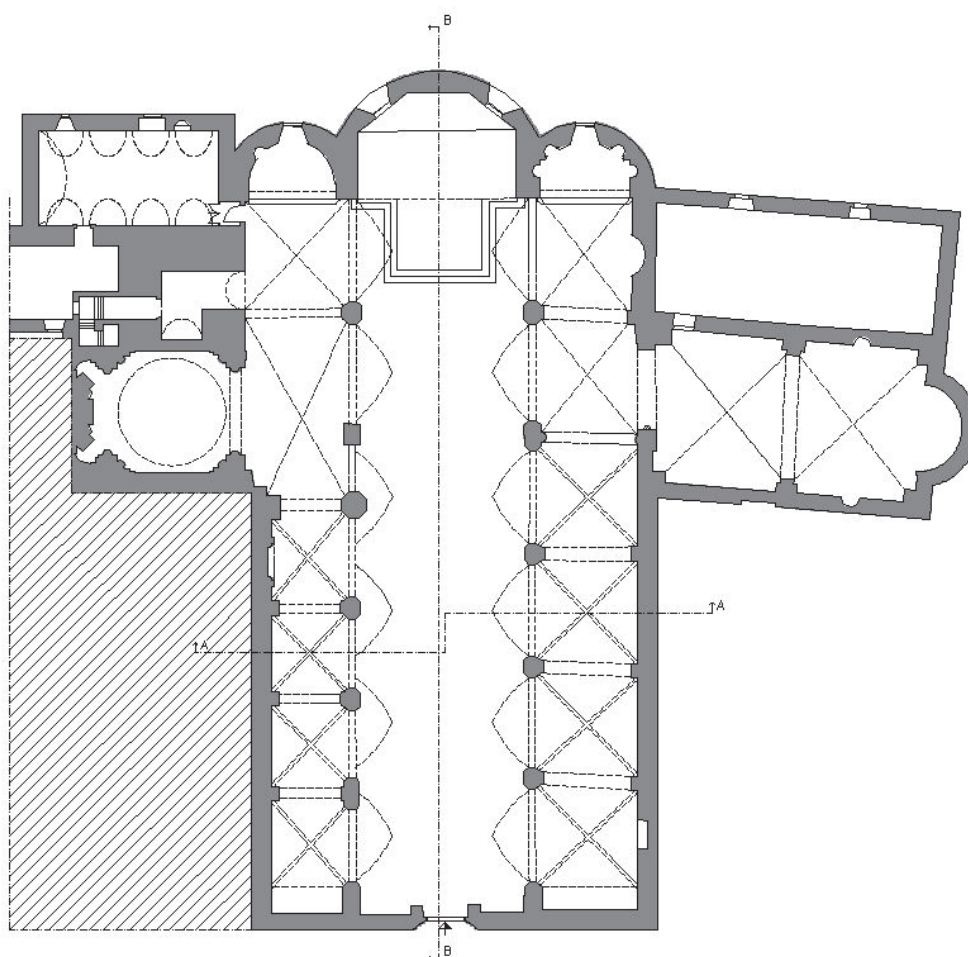


Figura 6.17 Pianta piano terra - Chiesa S. Francesco, Leonessa

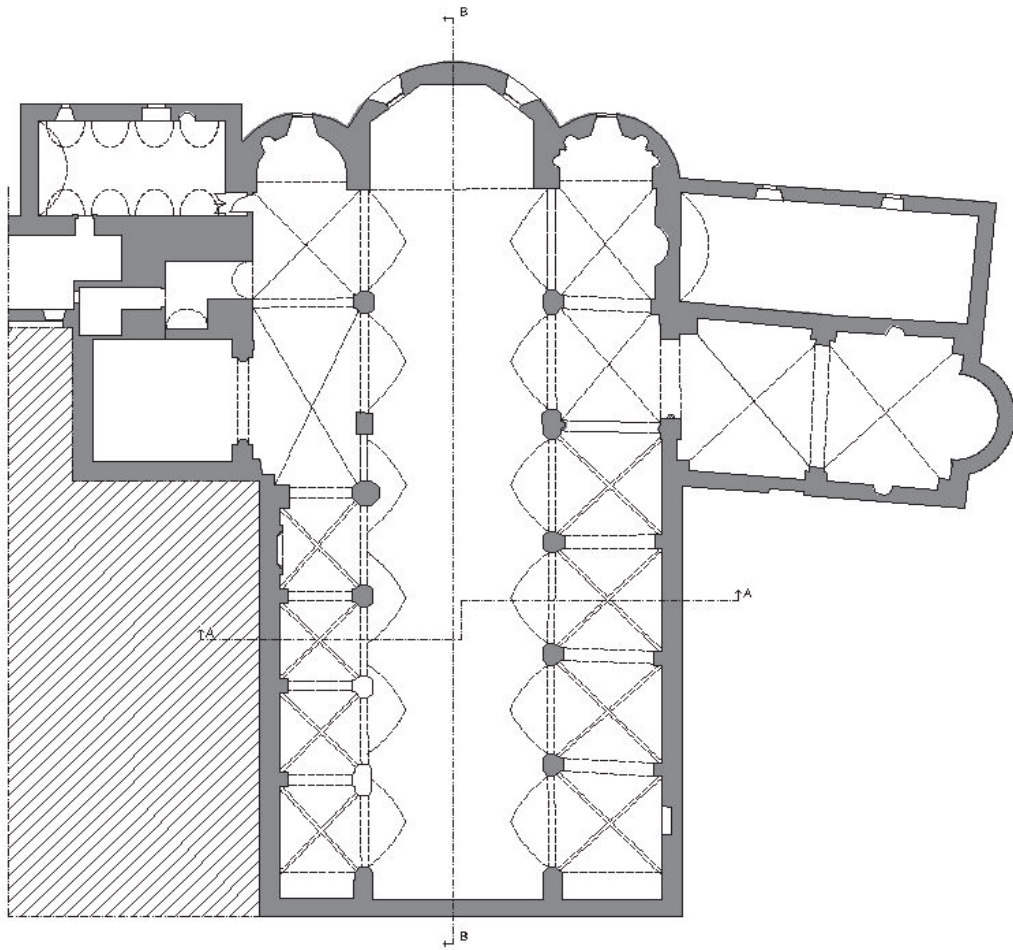
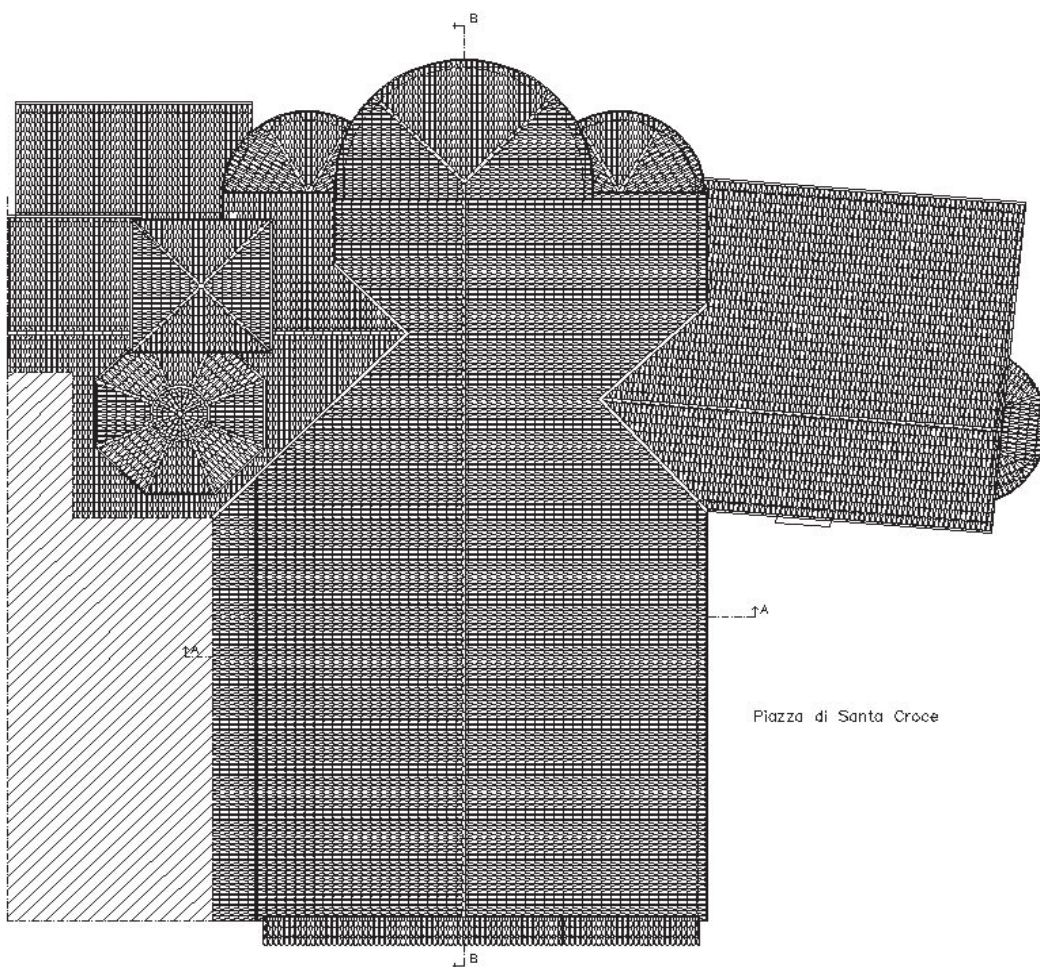


Figura 6.18 Pianta piano interrato - Chiesa S. Francesco, Leonessa



Figura 6.19 Prospetto Ovest - Chiesa S. Francesco, Leonessa



Via di San Francesco d'Assisi
Figura 6.20 Pianta delle coperture - Chiesa S. Francesco, Leonessa



Figura 6.21 Prospetto Est - Chiesa S. Francesco, Leonessa

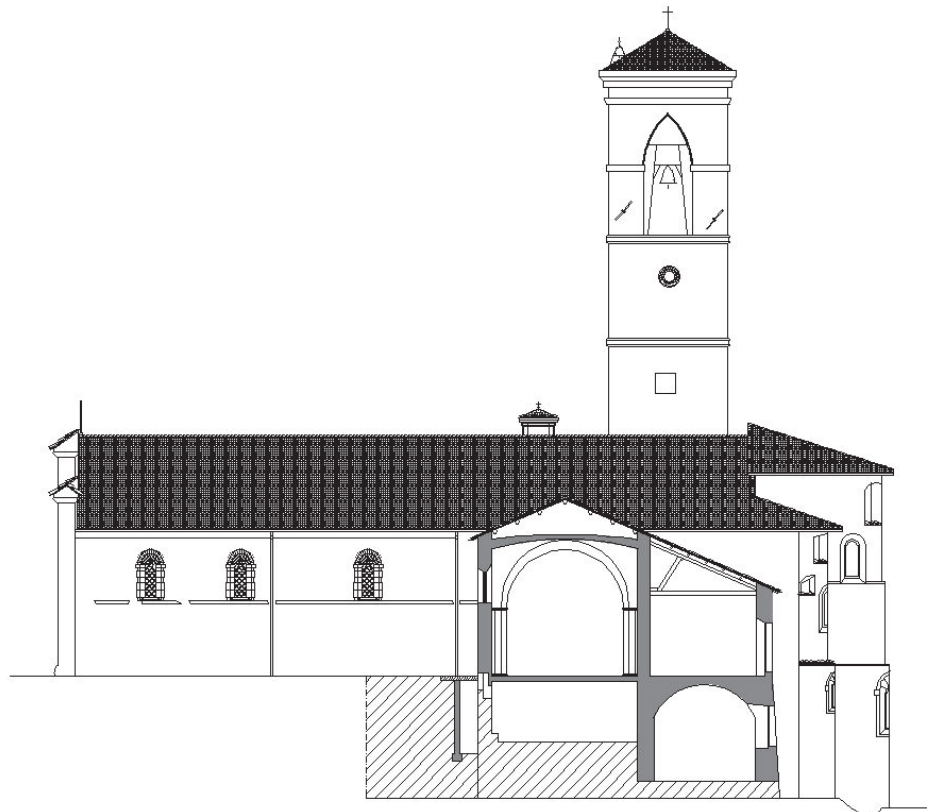


Figura 6.22 Prospetto Sud - Chiesa S. Francesco, Leonessa

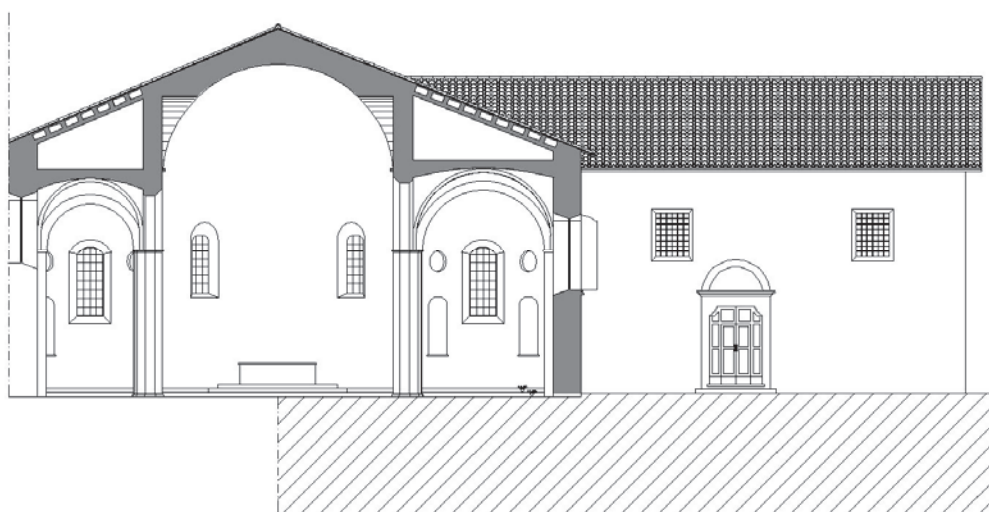


Figura 6.23 Sezione trasversale A-A - Chiesa S. Francesco, Leonessa

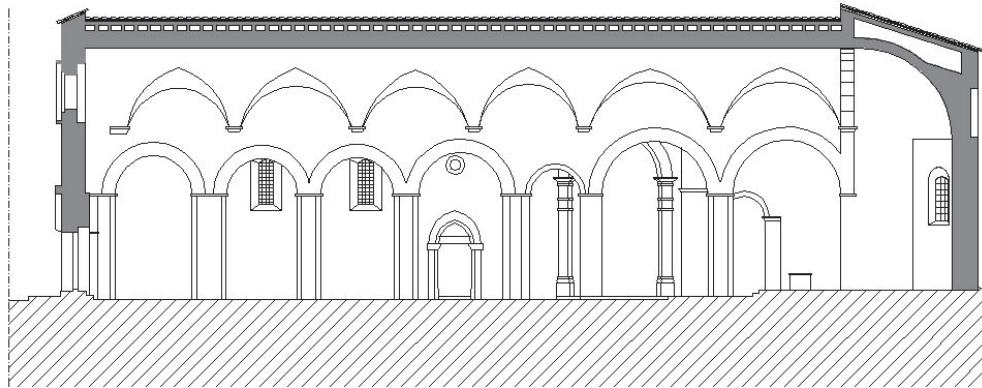


Figura 6.24 Sezione longitudinale B-B - Chiesa S. Francesco, Leonessa

6.7.2 Rilievo architettonico della torre campanaria

Si riportano le piante, i prospetti e le sezioni della torre campanaria:

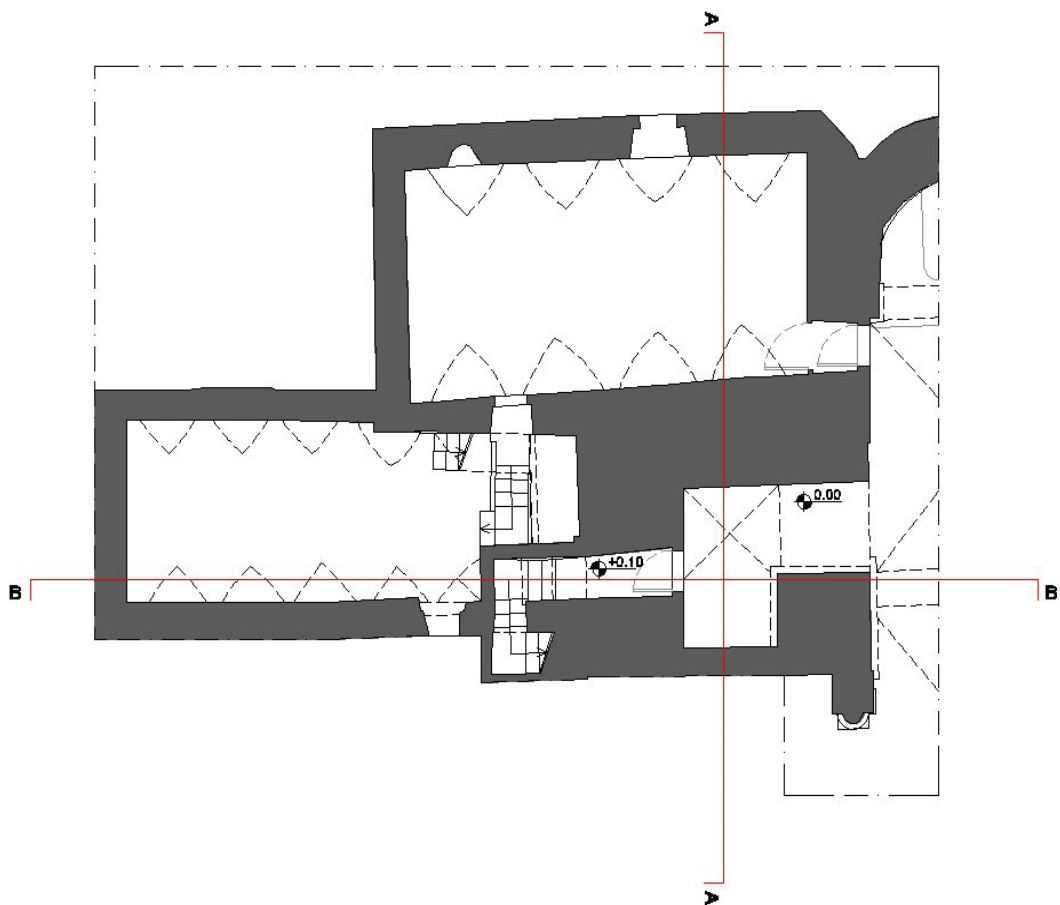


Figura 6.25 Pianta piano terra della torre campanaria - Chiesa S. Francesco, Leonessa

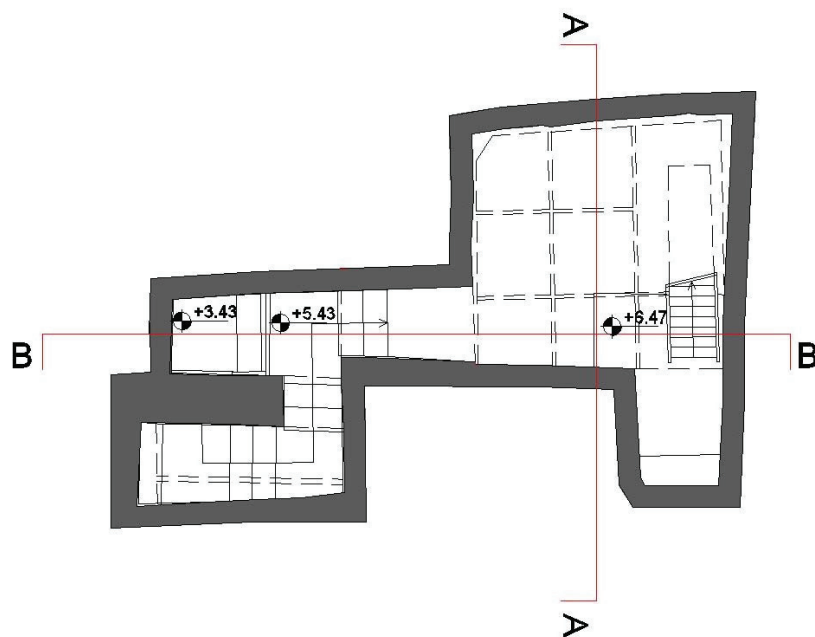


Figura 6.26 Pianta piano primo della torre campanaria - Chiesa S. Francesco, Leonessa

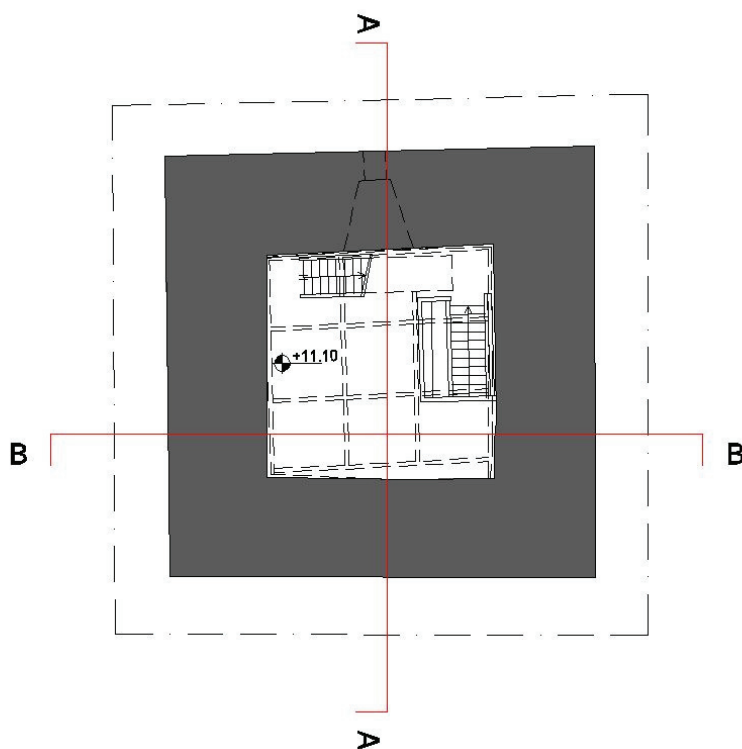


Figura 6.27 Pianta piano secondo della torre campanaria - Chiesa S. Francesco, Leonessa

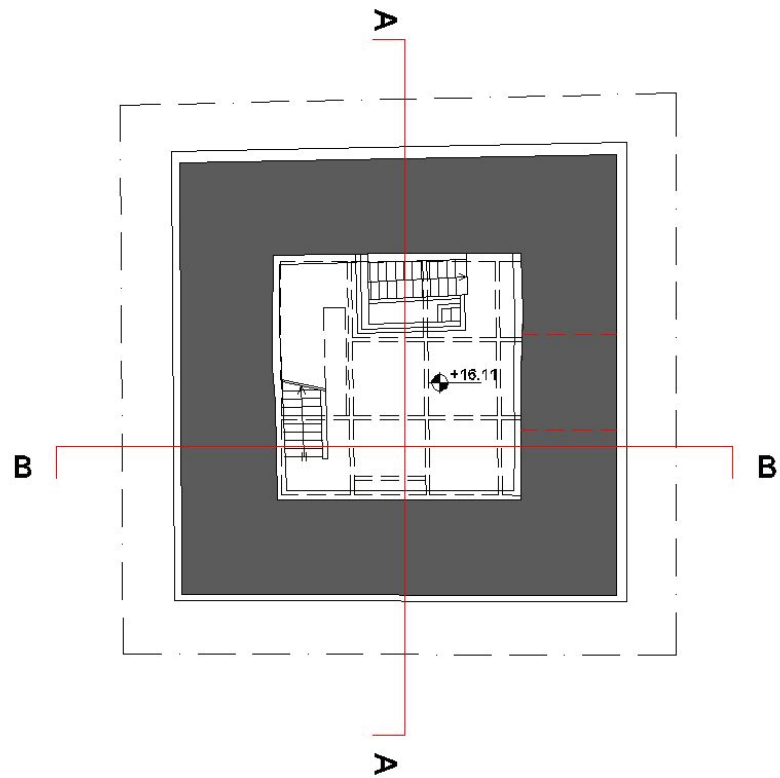


Figura 6.28 Pianta piano terzo della torre campanaria - Chiesa S. Francesco, Leonessa

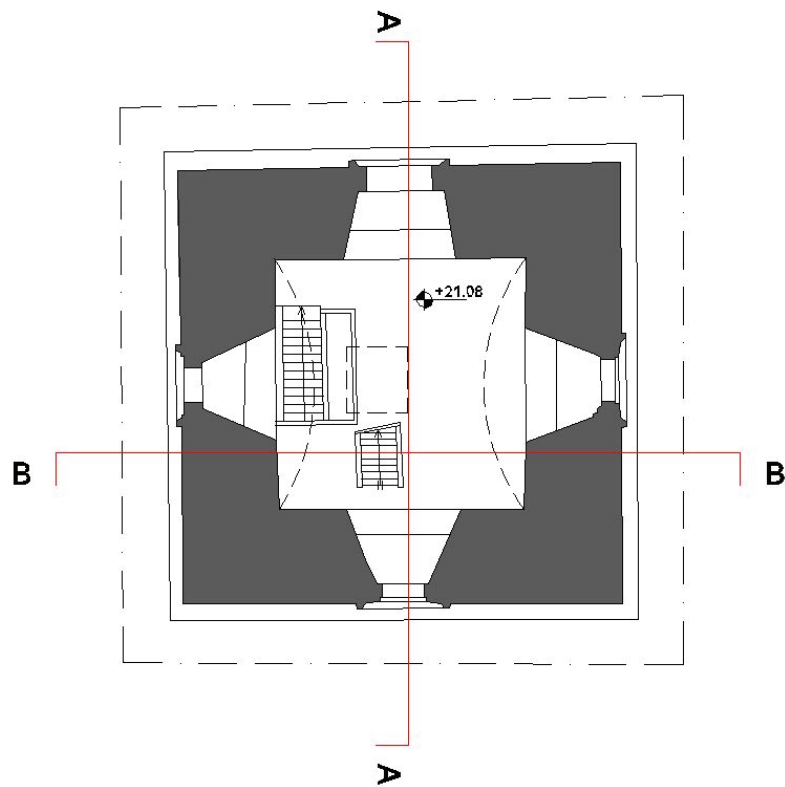


Figura 6.29 Pianta piano quarto della torre campanaria - Chiesa S. Francesco, Leonessa

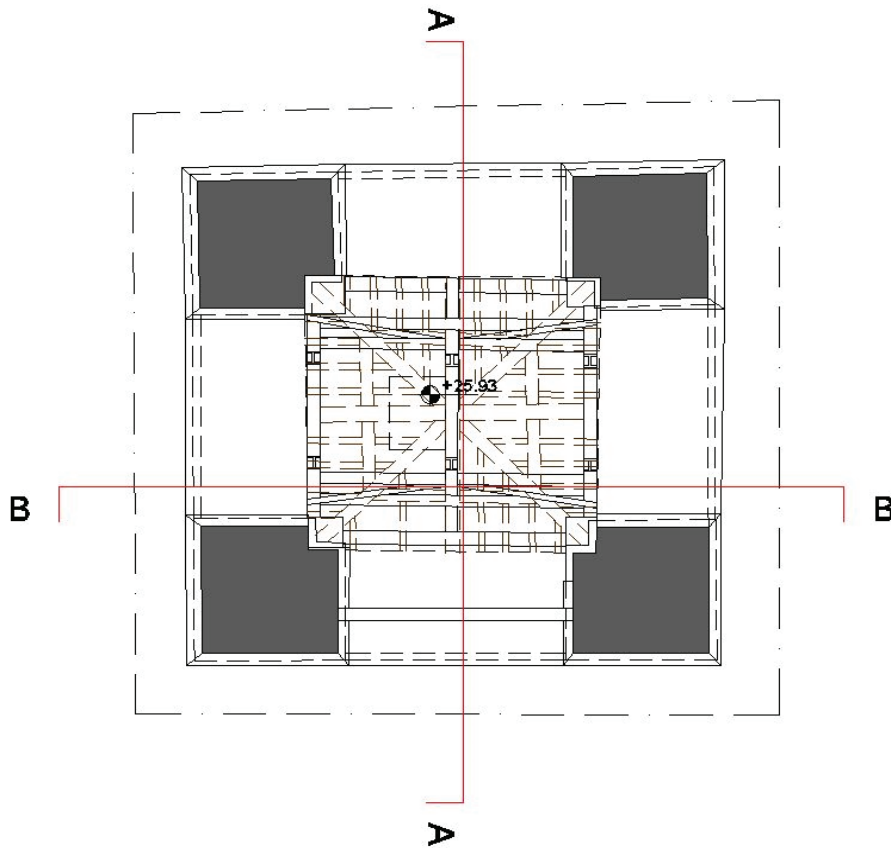


Figura 6.30 Pianta piano quinto della torre campanaria - Chiesa S. Francesco, Leonessa

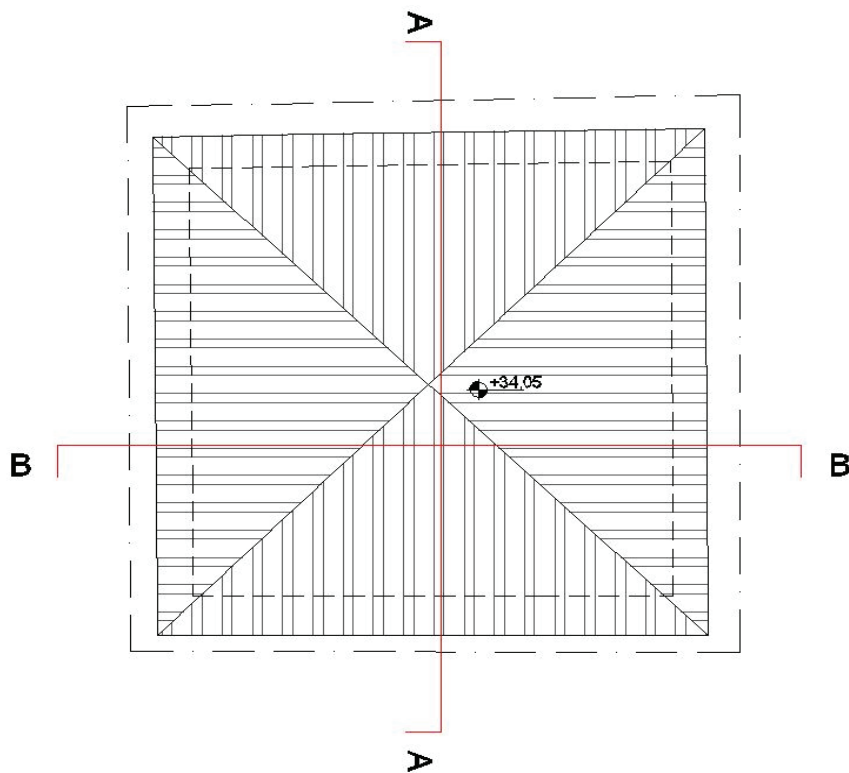


Figura 6.31 Pianta della copertura della torre campanaria - Chiesa S. Francesco, Leonessa

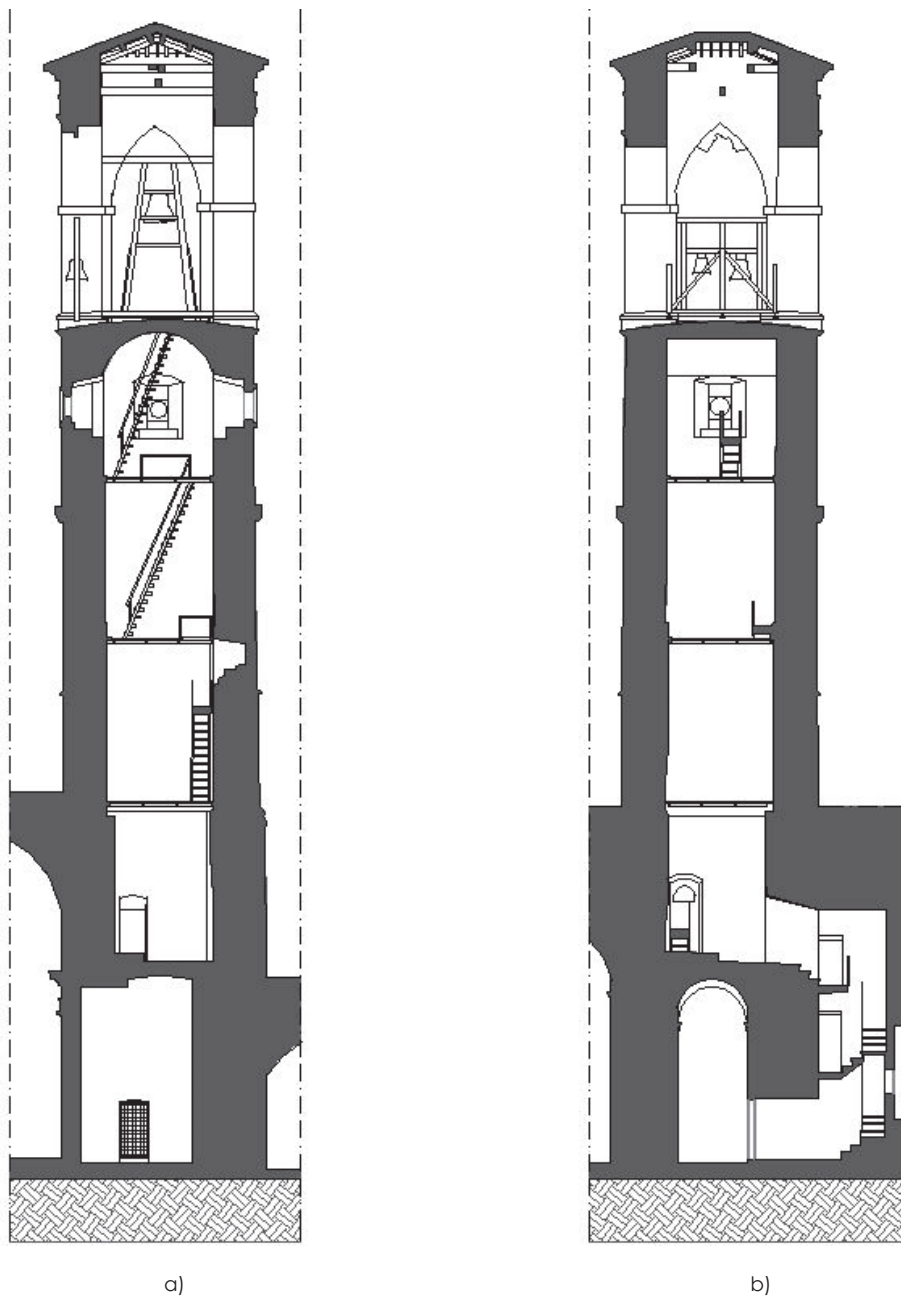


Figura 6.32 a) Sezione A-A della torre campanaria – b) Sezione B-B della torre campanaria

6.8 Quadro fessurativo

Un dissesto in una struttura si evidenzia attraverso fratture e lesioni d'insieme o isolate, generate dall' effetto di stati tensionali che la struttura non è più in grado di sopportare e che ne riducono la resistenza locale. Tali manifestazioni vengono classificate a secondo della loro direzione, larghezza e profondità. Per poter valutare le lesioni che investono un edificio è necessario averne una visione d'insieme. È necessario riportare a tal fine, sui prospetti il rilievo delle fessure indicando con dei segni grafici convenzionali i vari tipi di dissesti: in modo da stabilire delle logiche connessioni tra le varie lesioni. Tale rappresentazione grafica delle lesioni prende il nome di "quadro fessurativo" (Defez, 1983). La realizzazione del quadro fessurativo è un passaggio fondamentale della fase diagnostica, così da ottenere un "quadro clinico" completo e dettagliato dell'organismo edilizio, che rappresenta la base di partenza per la fase conclusiva dell'attività diagnostica: l'identificazione dei dissesti, la ricerca e l'individuazione delle cause perturbatrici (Zevi, 2002).

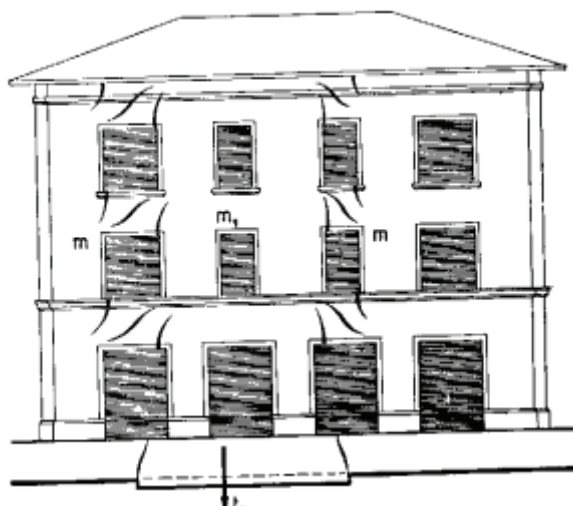


Figura 6.33 Parti murarie lesionate della torre campanaria

L'interpretazione delle lesioni permette la comprensione dello stato di danno della struttura e le sue possibili cause; inoltre può condizionare la scelta del tipo di indagine e di intervento da eseguire in seguito.

Premesso ciò, è stato riscontrato che la chiesa oggetto del presente studio presenta un quadro fessurativo generato principalmente dall'evento sismico del 24 agosto 2016 e successivi aggravamenti dovuti all'evento sismico del 30 ottobre 2016; con interessamento, principalmente, della torre campanaria della chiesa. Sono da segnalare danneggiamenti alle parti murarie della cella campanaria e della sua copertura.



Figura 6.34 Parti murarie lesionate della torre campanaria



Figura 6.35 Copertura danneggiata della torre campanaria

7. MODELLAZIONE ED ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA

7.1 Introduzione

La modellazione è una fase molto importante per determinare il comportamento dinamico di un edificio, deve rappresentare in maniera adeguata le effettive distribuzioni di massa, rigidità, e resistenza della costruzione. Tuttavia può accadere che le proprietà dinamiche del modello differiscano da quelle effettive della struttura. Questa differenza, come visto in maniera approfondita nel capitolo 5, è da imputarsi a varie cause:

- l'analisi agli elementi finiti è basata su una discretizzazione della realtà;
- mentre le proprietà di massa e di rigidità sono facilmente valutabili sulla base delle proprietà dei materiali e della geometria degli elementi, risulta molto più difficile tenere correttamente conto delle proprietà di smorzamento della struttura all'interno del modello;
- la geometria effettiva può essere diversa da quella considerata nel modello.

Per questo, nei capitoli successivi si procederà a calibrare il modello realizzato, per far sì che le caratteristiche dinamiche del modello rispecchino quelle reali della costruzione.

La struttura è stata studiata con una modellazione agli elementi finiti solidi (vedi capitolo 4), che permette di modellare l'edificio discretizzandolo in piccoli elementi solidi (mesh). La modellazione è stata svolta utilizzando il software MIDAS FEA.

7.2 Modello agli elementi finiti

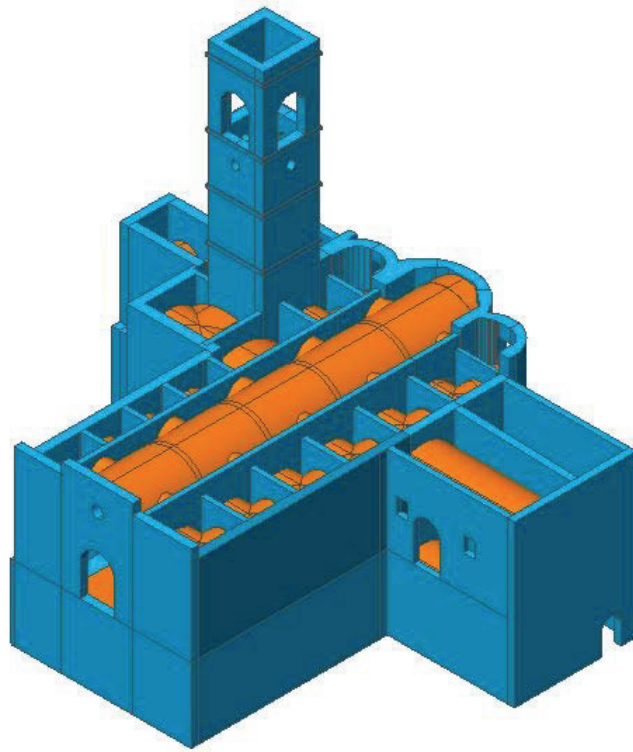
La modellazione agli elementi finiti, è in grado di rappresentare significativamente le geometrie della struttura reale. Sono stati utilizzati elementi tridimensionali di tipo *brick* perché simulano il comportamento della struttura. Gli elementi *brick* hanno 3 gradi di libertà per ciascun nodo, corrispondenti alle tre traslazioni e non trasferisce rigidità per gli altri gradi di libertà. L'elemento *brick* non ha rotazioni e quindi quando si analizzerà la struttura, si valuteranno le rotazioni nella globalità. Per questo motivo l'edificio è stato analizzato a livello globale, per avere informazioni riguardo al comportamento statico e dinamico d'insieme, all'importanza relativa dei movimenti dei diversi corpi di fabbrica in caso di azioni sismiche e alla posizione delle zone più critiche della struttura.

I passi fondamentali della modellazione agli elementi finiti si possono riassumere in:

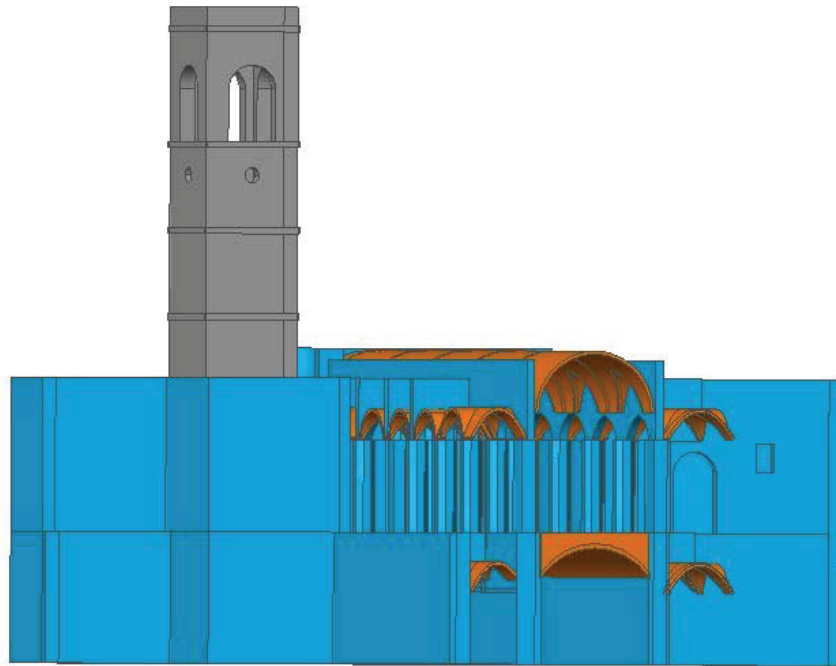
- creazione del modello solido geometrico su MIDAS FEA;
- creazione dei vincoli di incastro tra le varie parti murarie "boolean cut"
- definizione ed assegnazione dei materiali;
- definizione ed assegnazione delle mesh;
- definizione ed assegnazione dei vincoli alla base;
- definizione ed assegnazione dei carichi statici.

1. CREAZIONE DEL MODELLO SOLIDO GEOMETRICO

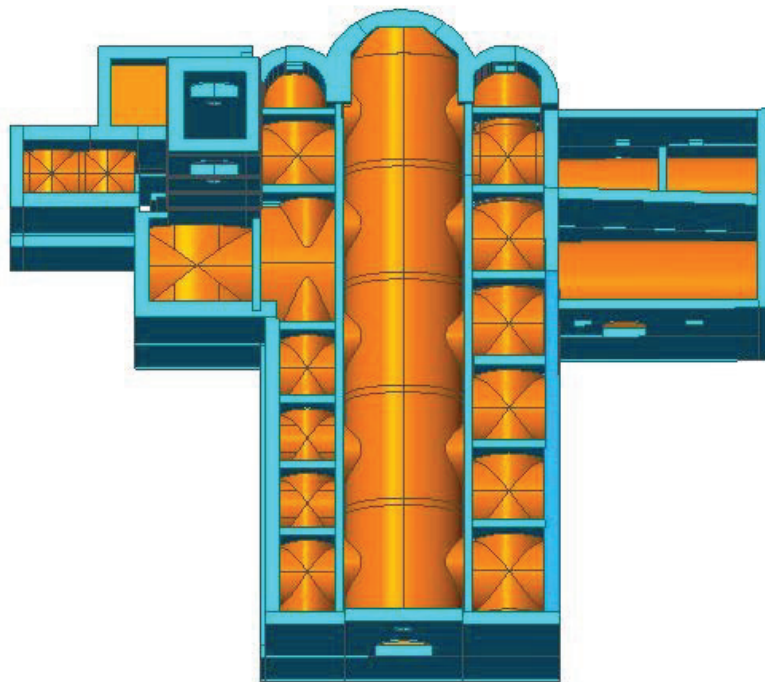
Per quanto riguarda la creazione del modello geometrico tridimensionale, si è proceduto importando una pianta 2D dal software autocad. A partire dalla pianta è stata modellata la struttura direttamente sul MIDAS FEA, in maniera da avere una maggior precisione. La modellazione è stata effettuata attraverso l'estrusione dei vari elementi che compongono l'edificio.



a)



b)



c)

Figura 7.1 a-b- c modello tridimensionale del complesso analizzato

Nel modello sono state modellate anche tutte le volte a botte ed a crociera che si trovano all'interno del complesso:

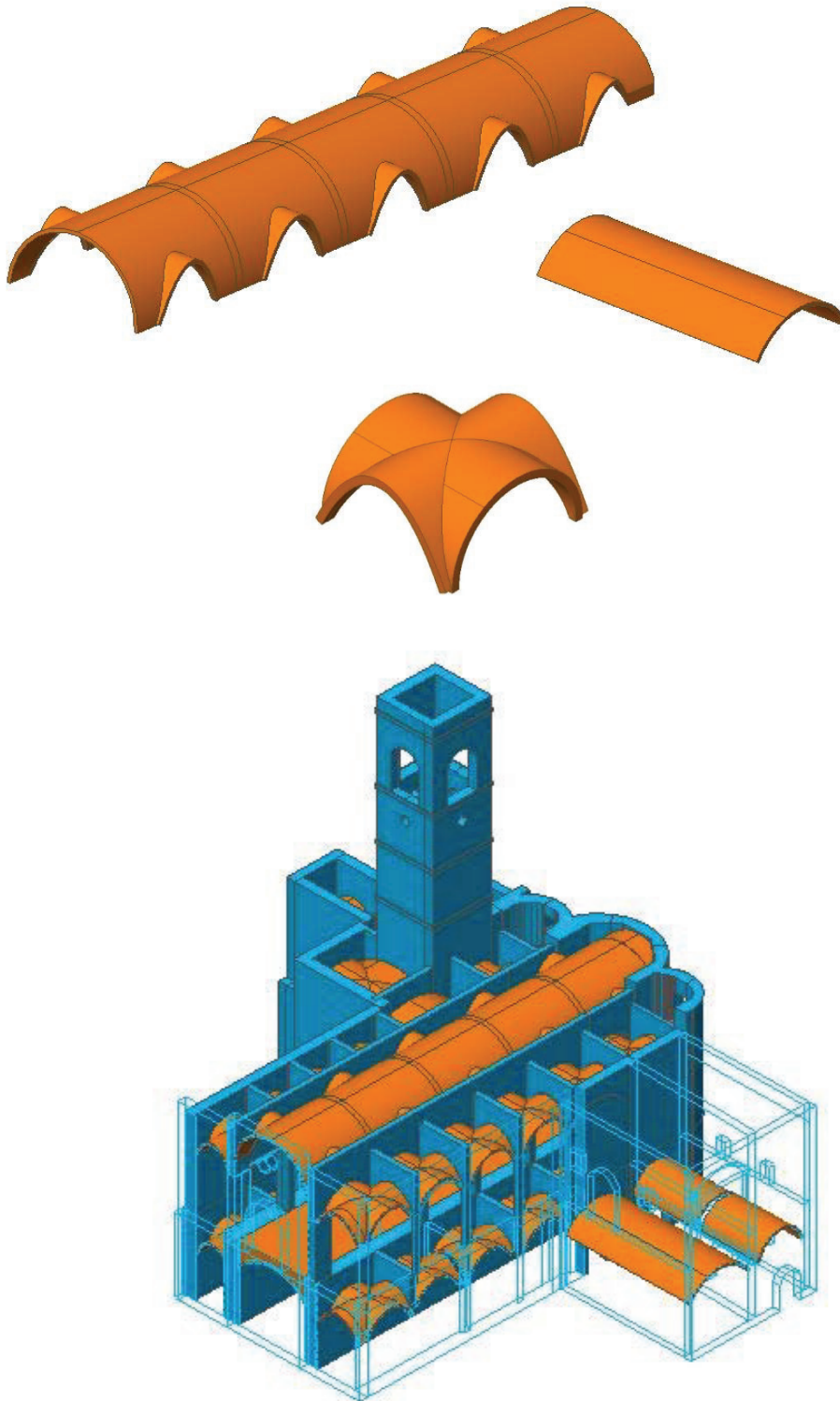


Figura 7.2 a-b modellazione delle volte

2. CREAZIONE DEI VINCOLI DI INCASTRO TRA LE PARETI MURARIE

Tutti gli elementi "solid" che compongono il modello geometrico sono stati uniti tra loro, inserendo i "boolean cut" così da verificare che le facce dei solidi siano combacianti. Questi vincolano tra di loro le pareti ortogonali e non in maniera da concepire un involucro tutto unito in modo tale da poter effettuare analisi globali dell'edificio, senza dunque riscontrare meccanismi di collasso locali dovuti dal ribaltamento di singole pareti. Il boolean cut permette di vincolare tra loro due pareti, selezionandole prima una come master e l'altra no e viceversa.

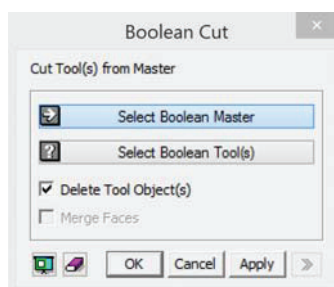


Figura 7.3 Comando "Boolean Cut" solidi

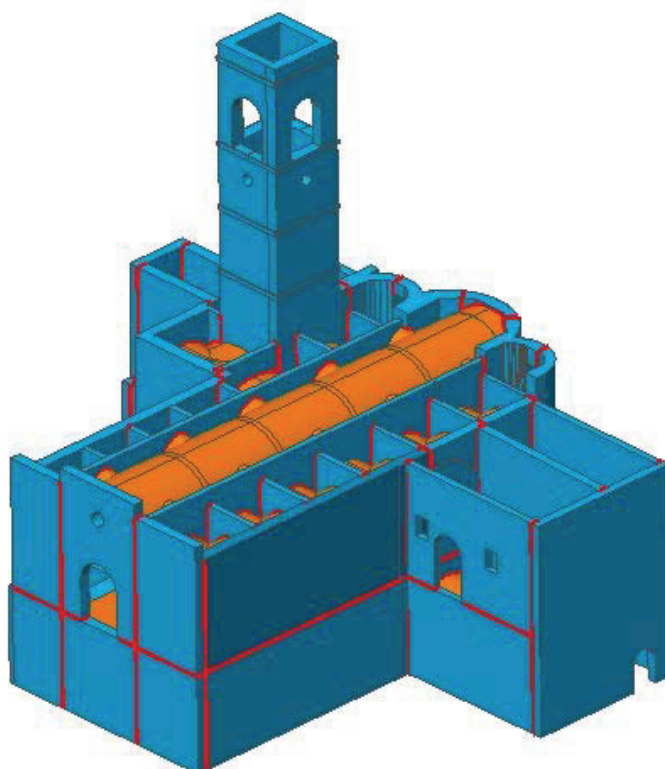


Figura 7.4 Boolean cut applicato ai solidi che compongono il modello

3. DEFINIZIONE ED ASSEGNAZIONE DEI MATERIALI

Una volta determinato il modello e le connessioni tra i diversi solidi, sono stati definiti ed assegnati allo stesso, i materiali da cui è composto. Per assegnare i materiali alla struttura si procede attraverso la definizione delle mesh, che avranno intrinsecamente le caratteristiche dei materiali utilizzati. È stato inizialmente inserito un unico materiale sia per la Chiesa che per la torre, in quanto entrambe risultano essere realizzate con pietra rossa locale.

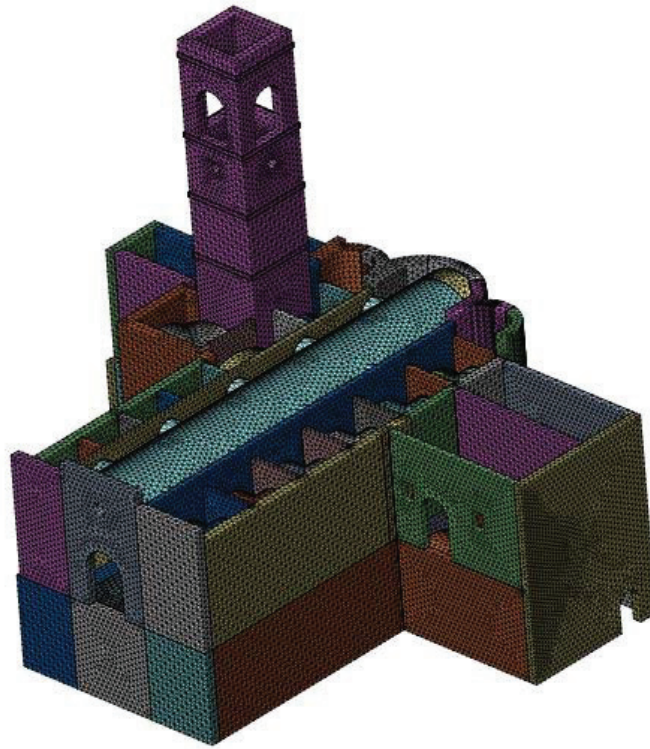
Nella tabella seguente si riportano i parametri meccanici inizialmente inseriti nel modello.

Muratura in pietra		
	Chiesa	Torre
E [Mpa]	2800	2800
w [kN/m ³]	20	20
v	0,3	0,3

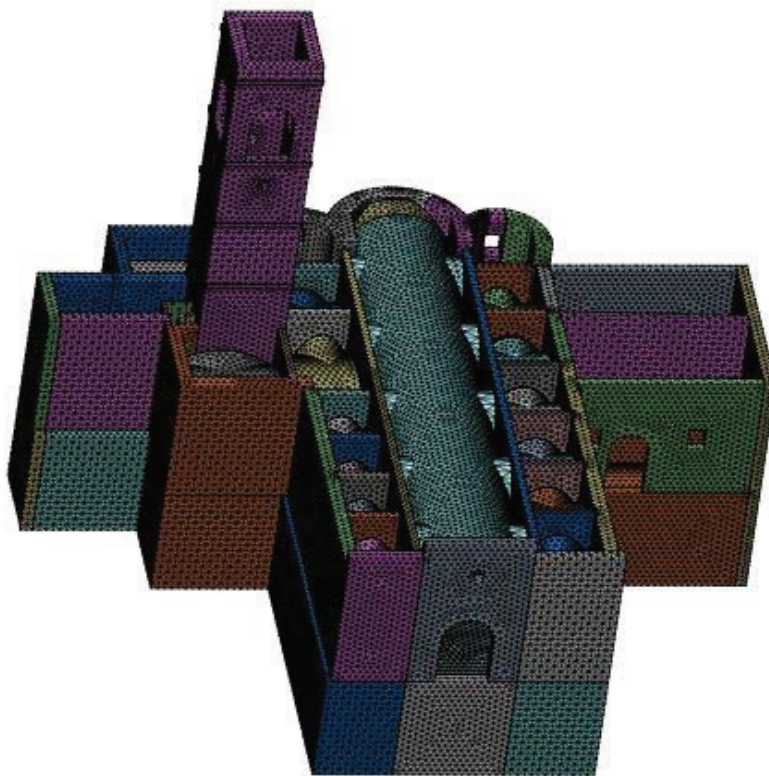
Figura 7.5 Parametri meccanici inseriti nel modello

4. DEFINIZIONE ED ASSEGNAZIONE DELLE MESH

Le mesh sono gli elementi con cui si discretizza il modello e andranno a rappresentare l'edificio nelle analisi compiute successivamente. Si passa dunque da un modello continuo, caratterizzato da un numero infinito di gradi di libertà, ad uno discreto, costituito da mesh, caratterizzato da un numero di gradi di libertà finito. Una mesh non è un disegno, ma l'insieme di tutti i nodi e di tutti gli elementi di un modello agli elementi finiti, con le loro connessioni ed i loro vincoli. L'elemento finito simula in modo semplificato il comportamento di una struttura reale. Una mesh è pertanto un'astrazione, un modello, che non ha per obiettivo quello di simulare l'aspetto esteriore, bensì quello di simulare la risposta della struttura all'applicazione di certe azioni. Nella pratica inserire le mesh in un elemento solido significa discretizzarlo in numerose e geometrie primitive, generalmente triangoli e quadrilateri, di forma matematicamente definite. Nel caso di studio per la definizione ed assegnazione delle mesh si è proceduto tramite un "auto-mesh" dei vari solidi, il software stesso consiglia la dimensione più appropriata delle mesh a caratterizzare l'elemento, in questo caso si è deciso di rientrare in un range di dimensione delle mesh (h) tra 0.1 e 0.6 m utilizzando 0.5m.



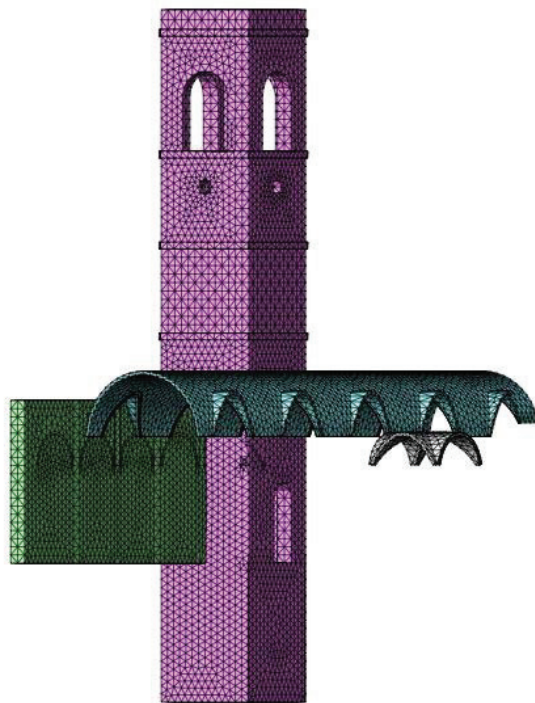
a)



b)



c)



d)

Figura 7.6 a-b-c-d. Modello con mesh - Chiesa di San Francesco, Leonessa

5. DEFINIZIONE ED ASSEGNAZIONE DEI VINCOLI ALLA BASE

Analogamente al telaio equivalente la struttura deve essere vincolata alla base e si assume un vincolo ad incastro. Si procede vincolando tutti i nodi delle mesh generate che si trovano al livello fondale. Nel modello del caso di studio risultano essere 2643 i vincoli di incastro inseriti alla base.

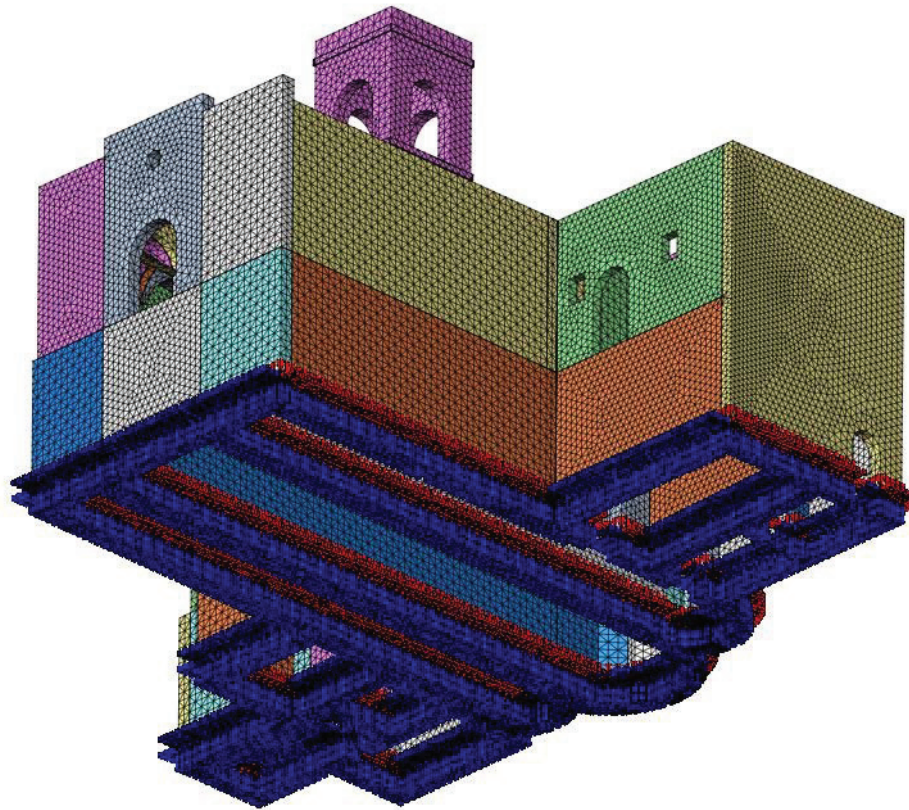


Figura 7.7 Modello con vincoli di incastro alla base - Chiesa di San Francesco, Leonessa

6. DEFINIZIONE ED ASSEGNAZIONE DEI CARICHI STATICI

Il peso proprio delle mesh (sia quelle delle pareti murarie, delle volte, sia quelle delle travi lignee) è stato inserito automaticamente dal programma tramite l'attivazione del comando "Body Force"

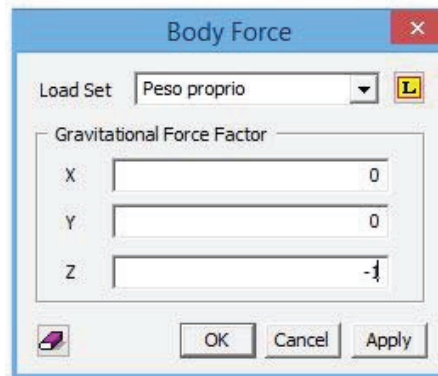


Figura 7.8 Comando "Body force" per il peso strutturale degli elementi modellati

I carichi dei solai di piano e copertura sono stati definiti dall'analisi dei carichi spiegata nel capitolo successivo, e applicati invece come carichi distribuiti nelle sezioni murarie di interesse selezionando dunque le opportune facce delle mesh interessate. Questi carichi dunque sono stati inseriti come "pressure" indicando il carico espresso in KN/mq.

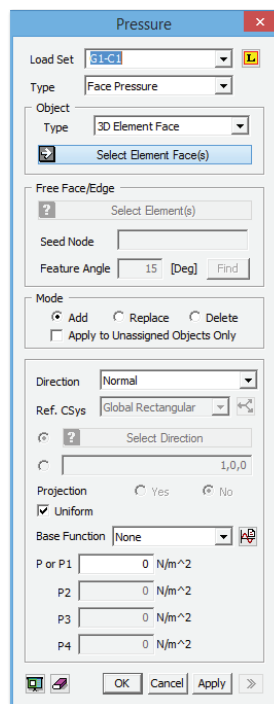


Figura 7.9 Comando "Pressure" per l'applicazione dei carichi di piano



Figura 7.10 Viste del modello con carichi di piano applicati

7.3 Analisi dei carichi

Una corretta valutazione dei carichi agenti su una struttura è molto importante perché da essi dipende la determinazione delle forze orizzontali sismiche.

Secondo quanto definito nel paragrafo 2.5.1.3 della NTC 2018 i carichi agenti in una struttura si dividono in:

- *pesi permanenti*: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. Essi si dividono in:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso proprio del terreno quando pertinente, forze indotte dal terreno, forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) [G1];
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali [G2];
 - spostamenti e deformazioni imposti;
 - pretensione e precompressione [P];
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- *azioni sismiche* [E]: azioni derivanti dai terremoti.
- *carichi variabili* [Q]: dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera, sono azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo e possono essere:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

Tra i carichi variabili considerati, che sono stati inseriti nel modello ci sono i carichi di esercizio ed il carico da neve. I carichi di esercizio dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera e si differenziano in diverse categorie.

Nel caso in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

- CAT. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne. con $q_k = 4,00 \text{ KN/mq}$;
- CAT. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione: $q_k = 0,50 \text{ KN/mq}$.

Il carico da neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot CE \cdot Ct$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al Suolo [KN/m^2], per un periodo di ritorno di 50 anni;
- CE è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si riportano le tabelle relative alle analisi dei carichi dei solai di piano e dei solai di copertura, i cui valori sono stati inseriti nel modello.

SOLAIO IN LATERO CEMENTO					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m^3]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m^2]
Travi	25000	0,35	0,35	4	765,63
Travetti	25000	0,12	0,16	0,5	960,00
Soletta	25000		0,03		750,00
Pignatte	5500	0,4	0,16	0,5	704,00
			TOTALE G1		3179,63
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m^3]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m^2]
Massetto	18000		0,04		720,00
Intonaco	17000		0,02		340,00
Pavimento					400,00
			TOTALE G2		1460,00
CARICO VARIABILE Qk	Carico q_k [N/m^2]				
Categoria C2					4000
			TOTALE Qk		4000,00

Tabella 7.11 Analisi dei carichi dei solai in latero cemento

MODELLAZIONE ED ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA

COPERTURA IN LATERO CEMENTO					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m ³]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m ²]
Travi	25000	0,3	0,3	4	562,50
Travetti	25000	0,12	0,16	0,5	960,00
Soletta	25000		0,03		750,00
Pignatte	5500	0,4	0,16	0,5	704,00
			TOTALE G1		2976,50
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m ³]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m ²]
Impermeabilizzante					300,00
Listelli in legno	6000	0,05	0,03	0,3	30,00
Coppi					800,00
			TOTALE G2		1130,00
CARICO VARIABILE Qk	Carico qk [N/m ²]				
Categoria H1					500
			TOTALE Qk		500,00

Tabella 7.12 Analisi dei carichi delle coperture in latero cemento

COPERTURA IN LEGNO					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m ³]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m ²]
Travi	6000	0,2	0,2	2	120,00
Travetti	6000	0,1	0,1	0,3	200,00
Tavolato	6000		0,03		180,00
			TOTALE G1		500,00
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m ³]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m ²]
Impermeabilizzante					300,00
Listelli in legno	6000	0,05	0,03	0,3	30,00
Coppi					800,00
			TOTALE G2		1130,00
CARICO VARIABILE Qk	Carico qk [N/m ²]				
Categoria H1					500
			TOTALE Qk		500,00

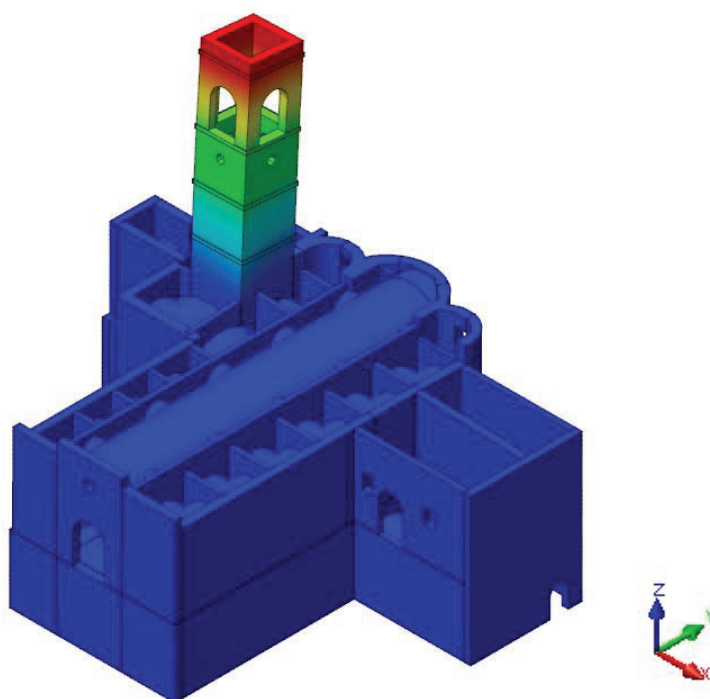
Tabella 7.13 Analisi dei carichi delle coperture in legno

7.4 Analisi modale

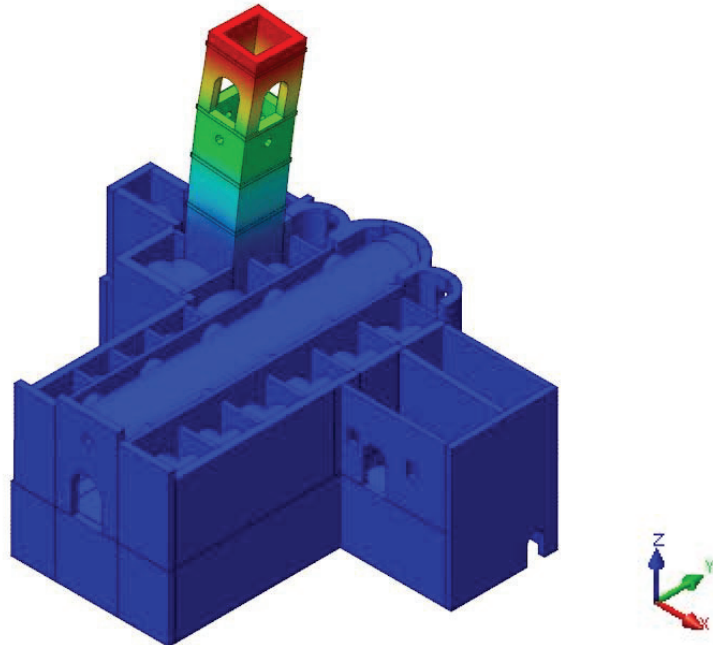
Una volta completato il modello geometrico della struttura in esame, si è proceduto, tramite l'utilizzo del software Midas FEA, allo svolgimento dell'analisi modale. Il programma svolge un problema di autovalori/autovettori: dalla conoscenza della geometria della struttura, dalle condizioni al contorno e dalle caratteristiche dei materiali sottoforma di matrici di massa, rigidezza e smorzamento della si determinano i parametri modali del sistema ossia le frequenze naturali, i fattori di smorzamento e le forme modali.

Si riportano di seguito i primi 5 modi di vibrare individuati:

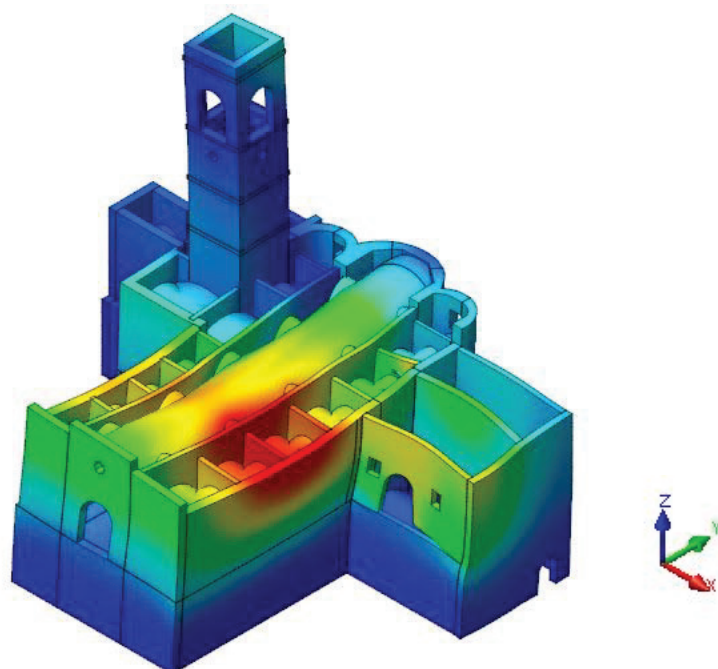
Modo 1			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
1,756	0,569	0,84	5,35



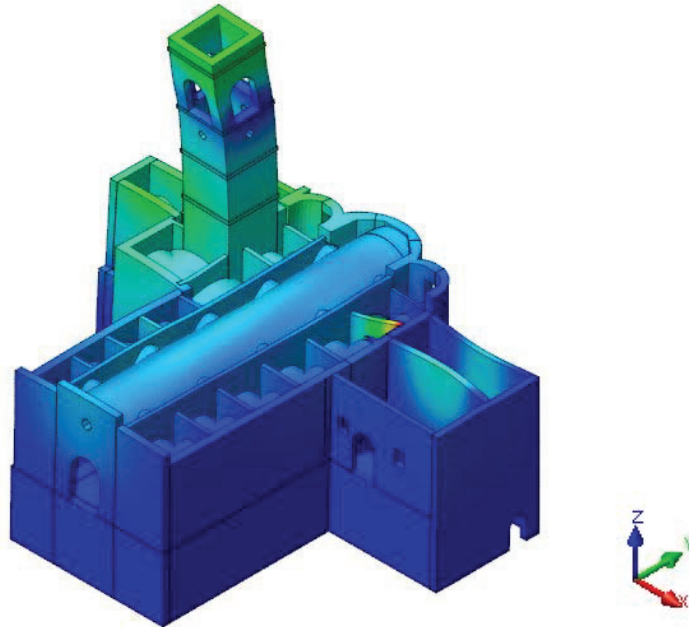
Modo 2			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
1,832	0,546	5,12	0,9



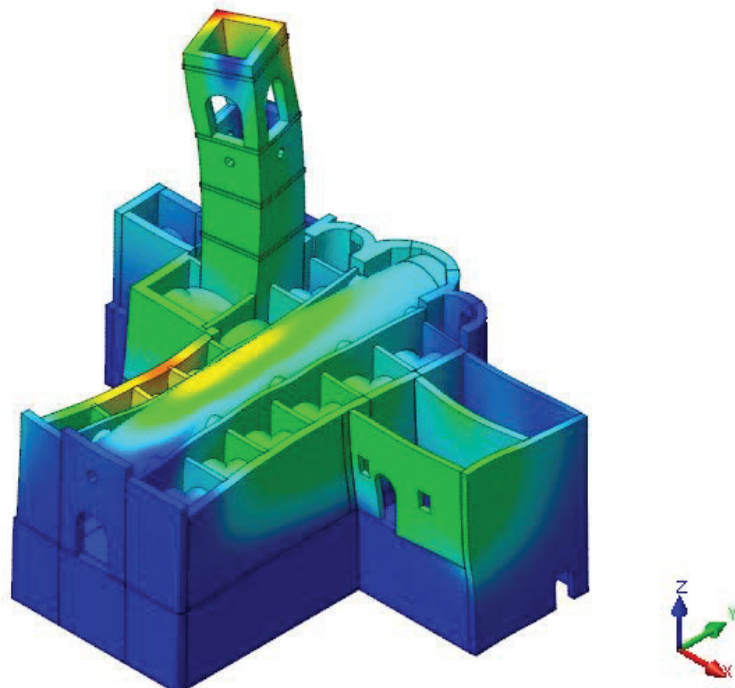
Modo 3			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
4,221	0,237	36,58	0,01



Modo 4			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
4,886	0,205	0,03	25,74



Modo 5			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
5,185	0,192	1,69	1,65



8. IL MONITORAGGIO DINAMICO DELLA STRUTTURA

8.1 Introduzione

I sistemi di monitoraggio dinamico (SHM) tradizionali sono costituiti da una serie di sensori posizionati lungo la struttura, ognuno dei quali è collegato con un'unità centrale attraverso una rete di cavi. I dati acquisiti dai sensori sono memorizzati nell'unità di memoria centrale.

Il primo step riguarda la definizione del valore della frequenza di campionamento nell'acquisizione, fondamentale nello svolgimento delle prove dinamiche. Esso rappresenta il numero di campioni acquisiti in un secondo. La frequenza di campionamento non può essere troppo bassa, perché determina la gamma di frequenze che può essere indagata. Pertanto, deve essere impostata a seconda della massima frequenza della struttura in esame. Se la frequenza di campionamento è f_s , la frequenza massima f_{max} che si può osservare in un segnale campionato è:

$$f_{max} = \frac{f_s}{2}$$

I dati sono acquisiti sotto forma di time-histories accelerometriche, con le quali verrà eseguita un'identificazione dinamica attraverso un'Analisi Modale Operazionale (OMA), in grado di determinare sperimentalmente il comportamento dinamico della struttura.

8.2 Strumentazione utilizzata

Il monitoraggio della Torre e della Chiesa di San Francesco a Leonessa è stato eseguito nella giornata del 19-12-2019.

Le indagini sono state effettuate tramite l'utilizzo della seguente strumentazione:

- accelerometri sismici PCB modello 393B12



Figura 8.1 accelerometri sismici PCB modello 393B12

Accelerometro PCB 393B12					
PERFORMANCE			ELECTRICAL		
Sensitivity ($\pm 10\%$)	10000 mV/g	1019.4 mV/(m/s ²)	Excitation Voltage	18 to 30 VDC	18 to 30 VDC
Measurement Range	0.5 g pk	4.9 m/s ² pk	Constant Current Excitation	2 to 20 mA	2 to 20 mA
Frequency Range ($\pm 5\%$)	0.15 to 1000 Hz	0.15 to 1000 Hz	Output Impedance	<1500 Ohm	<1500 Ohm
Frequency Range ($\pm 10\%$)	0.10 to 2000 Hz	0.10 to 2000 Hz	Output Bias Voltage	8 to 12 VDC	8 to 12 VDC
Frequency Range (± 3 dB)	0.05 to 4000 Hz	0.05 to 4000 Hz	Discharge Time Constant	≥ 3.5 sec	≥ 3.5 sec
Resonant Frequency	≥ 10000 Hz	≥ 10000 Hz	Settling Time	<60 sec	<60 sec
Phase Response ($\pm 5^\circ$)	1 to 1000 Hz	1 to 1000 Hz	Spectral Noise (1 Hz)	1.30 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$	12.7 ($\mu\text{m}/\text{sec}^2$)/ $\sqrt{\text{Hz}}$
Broadband Resolution	0.000008 g rms	0.00008 m/s ² rms	Spectral Noise (10 Hz)	0.32 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$	3.1 ($\mu\text{m}/\text{sec}^2$)/ $\sqrt{\text{Hz}}$
Non-Linearity	$\leq 1\%$	$\leq 1\%$	Spectral Noise (100 Hz)	0.13 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$	1.3 ($\mu\text{m}/\text{sec}^2$)/ $\sqrt{\text{Hz}}$
Transverse Sensitivity	$\leq 7.0\%$	$\leq 7.0\%$	Spectral Noise (1 kHz)	0.10 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$	1.0 ($\mu\text{m}/\text{sec}^2$)/ $\sqrt{\text{Hz}}$
			Electrical Isolation (Case)	≥ 100000000 Ohm	≥ 100000000 Ohm
ENVIRONMENTAL			ELECTRICAL		
Overload Limit (Shock)	± 5000 g pk	± 49050 m/s ² pk	Sensing Element	Ceramic	Ceramic
Temperature Range	-50 to +180 °F	-45 to +82 °C	Sensing Geometry	Shear	Shear
Temperature Response	See Graph %/°F	See Graph %/°F	Housing Material	Stainless Steel	Stainless Steel
Base Strain Sensitivity	≤ 0.0005 g/ $\mu\epsilon$	≤ 0.005 (m/s ²)/ $\mu\epsilon$	Sealing	Hermetic	Hermetic

Tabella 8.2 caratteristiche tecniche accelerometri sismici PCB 393B12

Sensibilità accelerometri		
SERIALE	SENSITIVITY [V/g]	SENSITIVITY [V/m/s2]
472	10.68	1.089
473	10.27	1.047
474	10.88	1.109
475	10.59	1.080
476	10.84	1.105
498	10.33	1.053
499	10.29	1.049
500	10.04	1.023
501	10.56	1.076
502	10.32	1.053
507	10.64	1.085
508	10.80	1.101
510	10.55	1.076
511	10.46	1.067
631	10.22	1.042
632	10.52	1.073
633	10.62	1.083
634	10.54	1.075

Tabella 8.3 Sensibilità accelerometri sismici PCB 393B12

- centralina di acquisizione dati Krypton-4xAcc - Dewesoft – 4 canali



Figura 8.4 centralina di acquisizione dati Krypton-4xAcc – Dewesoft

KRYPTON-4xACC				
Analog inputs				
Input type	Voltage, IEPE			
Number of channels	4xACC			
ADC Type	24 bit delta-sigma with anti-aliasing filter			
Sampling Rate	Simultaneous 20kS/sec			
Voltage Ranges	±10V	±5V	±1V	±200mV
Input Accuracy	±0.03% of reading ±0.02% of range ±0.2mV			
Offset Accuracy	0,048 mV	0,024 mV	0,0049 mV	0,0017 mV
Typical Dynamic Range@10kS	140 dB	137 dB	138 dB	134 dB
Typical noise floor@10kS	109,43 dB	109,46 dB	109,54 dB	104,64 dB
Type. THD	94,72 dB	94,49 dB	93,98 dB	93,52 dB
Type. SFDR	96,84 dB	96,83 dB	96,56 dB	93,77 dB
Input Coupling	DC, AC 0.1Hz, 1Hz			
Input Impedance	1 MΩ			
Overvoltage Protection	In+ to In-: 50V continuous, 200V peak (10msec)			

Figura 8.5 Caratteristiche tecniche centralina di acquisizione dati Krypton-4xAcc – Dewesoft

- cavi coassiali RG58 - 50 Ohm,



Figura 8.6 cavi coassiali RG58 - 50 Ohm,

Gli accelerometri sono stati collegati alla muratura, tramite resina bi-componente, per garantire l'aderenza del sensore alla struttura.

8.3 Layout sensori

Il monitoraggio della Chiesa di San Francesco a Leonessa, come detto in precedenza, è stato eseguito in data 19-12-2019.

Gli accelerometri sismici PCB 393B12 sono stati disposti lungo l'altezza del campanile attraverso la scala sita all'interno della torre, la quale ha permesso di raggiungere ogni livello della struttura, compreso l'ultimo dove sono posizionate le campane, in modo tale da poter ottenere dati globali ed un risultato finale migliore.

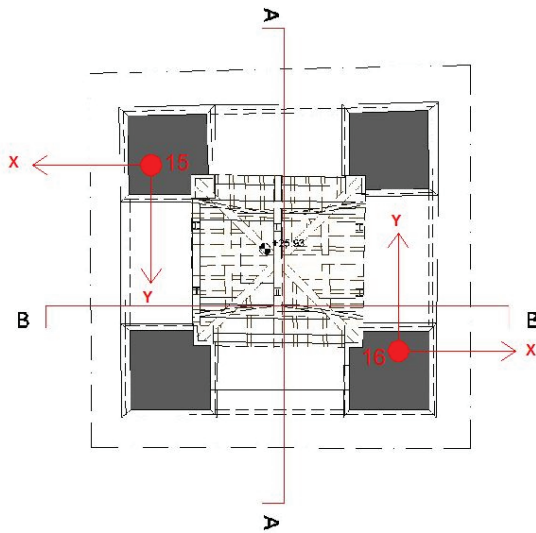
Sono state realizzate tre acquisizioni dati in tempi differenti, la prima e seconda, presentano la stessa configurazione di posizionamento degli accelerometri, mentre la terza è caratterizzata da una disposizione differente dei sensori stessi, in modo da poter analizzare altri punti di interesse della struttura, cercando di valutare soprattutto l'interazione tra il campanile e la chiesa stessa.

Altra differenza da evidenziare tra le acquisizioni, risulta essere la frequenza di campionamento dei dati acquisiti con la quale è stata svolta ogni analisi:

- la prima e la terza sono state eseguite con frequenza $f=200$ Hz
- la seconda è stata eseguita con frequenza $f= 1000$ Hz

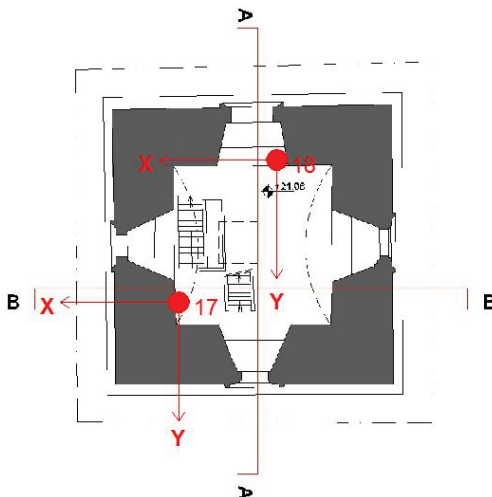
Si riportano di seguito i layout delle acquisizioni effettuate:

- *Acquisizione 1* (dati iniziali 200 Hz) e *acquisizione 2* (dati iniziali a 1000 Hz)
 - Piano 5 torre campanaria, quota 25,93 m



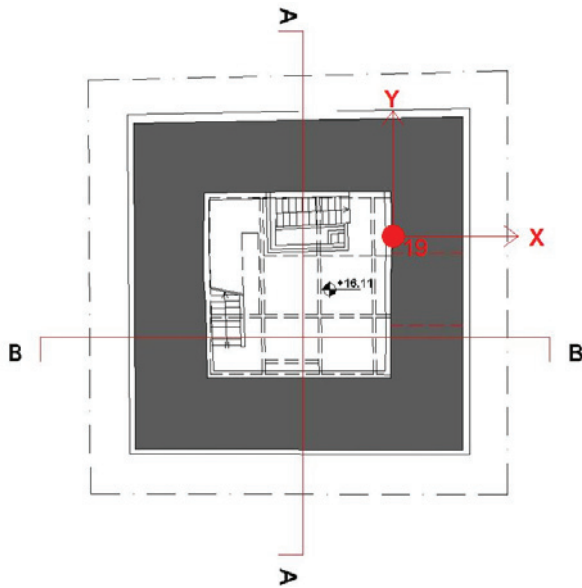
Posizionamento accelerometri rispetto agli assi			
n°	X	Y	Z
15	-472	-473	-474
16	-475	-476	-478

- Piano 4 torre campanaria, quota 21,08 m



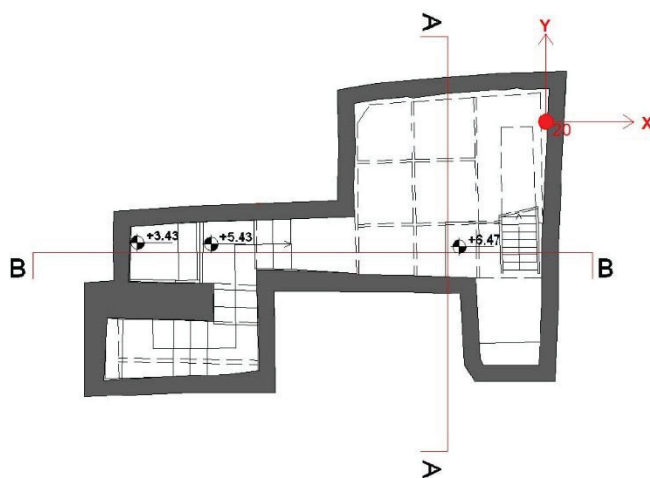
Posizionamento accelerometri rispetto agli assi			
n°	X	Y	Z
17	-499	-500	-501
18	-502	-507	-508

- Piano 3 torre campanaria, quota 16,11 m



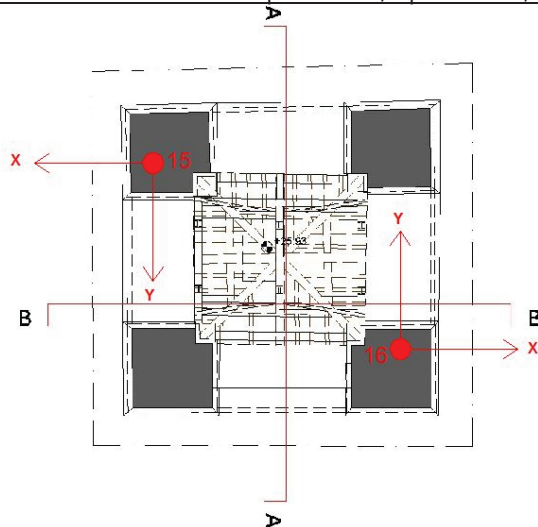
Posizionamento accelerometri rispetto agli assi			
n°	X	Y	Z
19	-510	-511	-631

- Piano 1 torre campanaria, quota 6,47 m



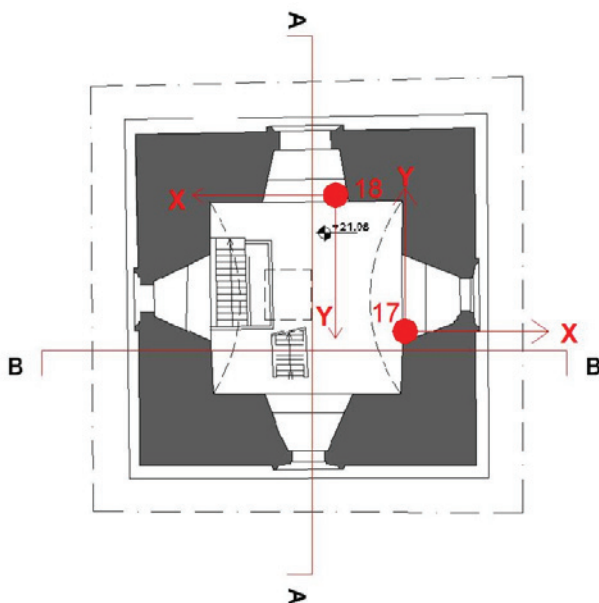
Posizionamento accelerometri rispetto agli assi			
n°	X	Y	Z
20	-632	-633	-634

- *Acquisizione 3* (dati iniziali 200 Hz)
 - Piano 5 torre campanaria, quota 25,93 m

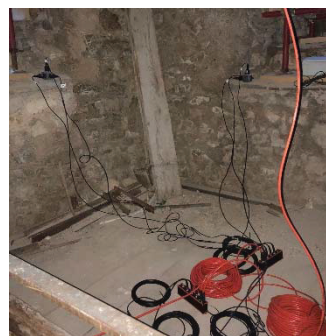


Posizionamento accelerometri rispetto agli assi			
n°	X	Y	Z
15	-472	-473	-474
16	-475	-476	-478

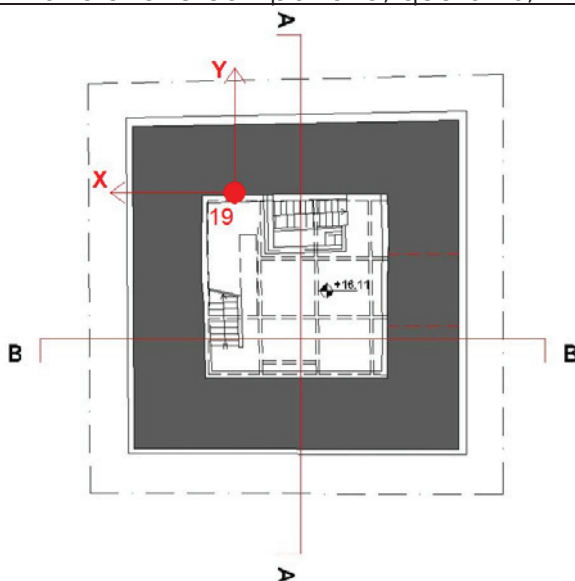
- Piano 4 torre campanaria, quota 21,08 m



Posizionamento accelerometri rispetto agli assi			
n°	X	Y	Z
17	-499	-500	-501
18	-502	-507	-508

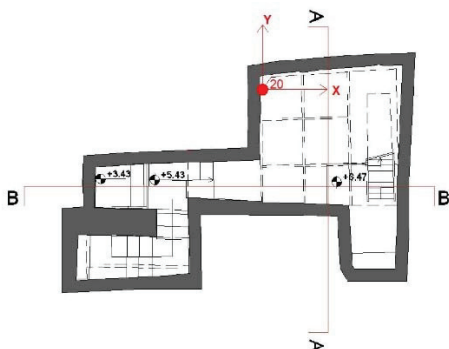


- Piano 3 torre campanaria, quota 16,11 m



Posizionamento accelerometri rispetto agli assi			
n°	X	Y	Z
19	-510	-511	-631

- Piano 1 torre campanaria, quota 6,47 m



Posizionamento accelerometri rispetto agli assi			
n°	X	Y	Z
20	-632	-633	-634

8.4 Trattamento dei dati acquisiti

I segnali acquisiti durante il monitoraggio sottoforma di time-history accelerimetrica sono stati, successivamente, elaborati con il software DEWEsoft X, al fine di individuare l'algoritmo Fast Fourier Transform. Le FFT consentono di determinare il contenuto in frequenza dei segnali acquisiti e permettono di evidenziare i picchi di frequenza.

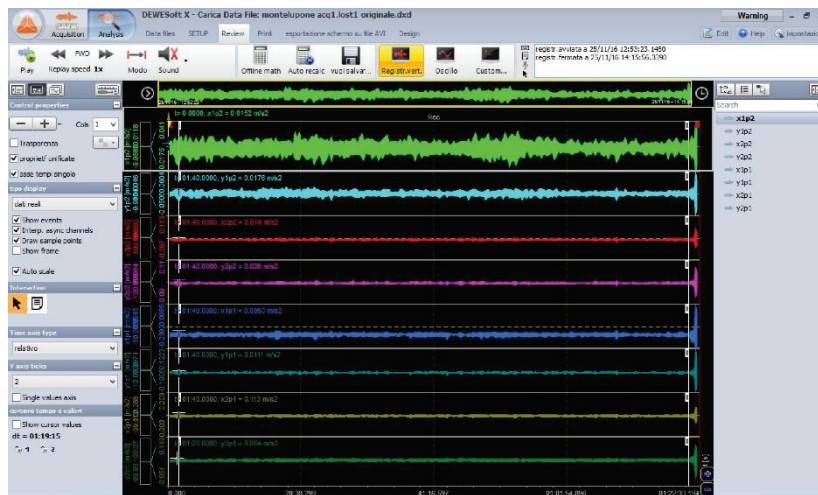


Figura 8.7 Schermata del software DEWEsoft X

Si riportano i vari step che si sono susseguiti per tali operazioni di trattamento dati:

Step 1: applicazione del filtro passa-banda, in modo tale da abbattere la Direct Current (DC ed eliminare le frequenze superiori non di interesse;

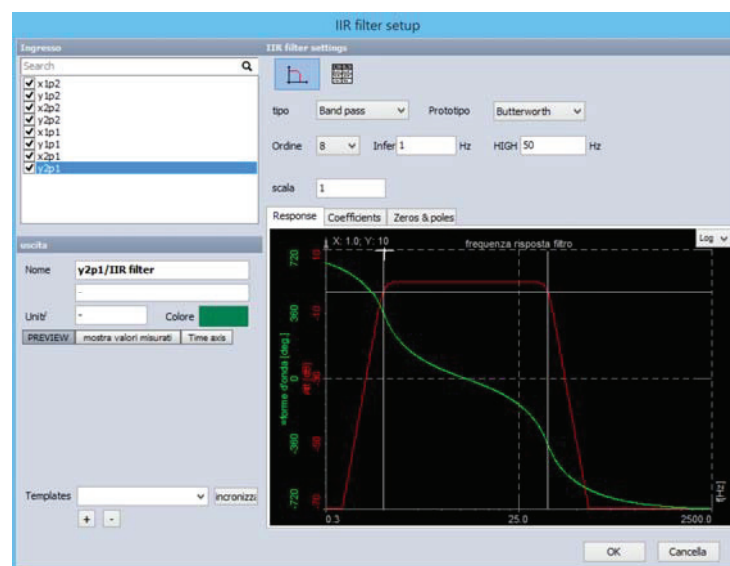


Figura 8.8 Applicazione del filtro passa banda

Step 2: calcolo del contenuto in frequenza dei segnali tramite l'algoritmo FFT, utilizzando una risoluzione in frequenza df pari a 0.01 e plottando lo spettro di frequenze da da 0 a 10Hz;

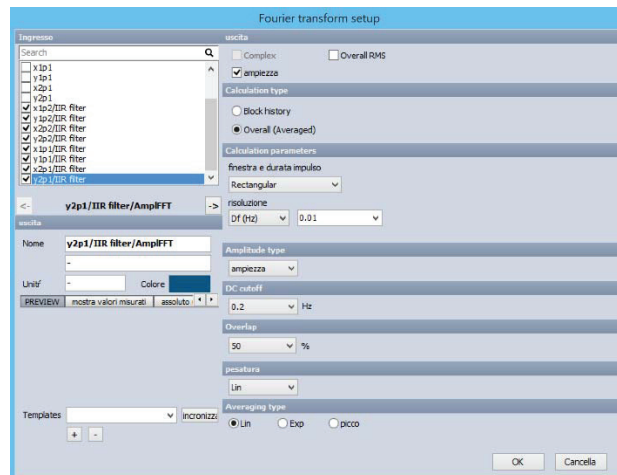


Figura 8.9 Applicazione dell'algoritmo FFT

Step 3: decimazione dei dati (dati iniziali 1.000Hz), in modo tale da ottenere la frequenza di campionamento finale;

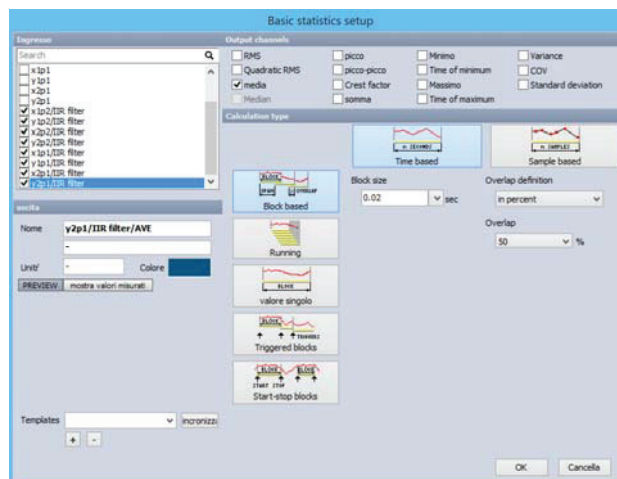


Figura 8.10 Decimazione dei dati

Step4: Realizzazione delle FFT ed esportazione delle time-histories, acquisite per ogni canale nel formato .txt ed utilizzate successivamente per l'identificazione dinamica.

8.5 Identificazione dinamica

Come anticipato nel precedente paragrafo, i dati trattati, sono stati esportati in formato.txt dal software DEWesoft X e sono stati, successivamente, importati nel software ARTeMIS Modal 6.0, utilizzato per l'estrazione dei parametri modali della struttura e quindi per la sua identificazione dinamica.



Figura 8.11 Schermata di presentazione del software ArteMis Modal 6.0

Di seguito sono riportati gli step che sono stati necessari per l'estrazione dei parametri modali dai dati acquisiti, i quali sono stati ripetuti per le acquisizioni ottenute durante il monitoraggio della struttura.

Step 1: Inizialmente è stato realizzato il modello sperimentale tramite l'acquisizione di punti noti in quello numerico, per mezzo delle coordinate sono stati determinati, successivamente uniti tramite linee ed infine sono state create le superfici.

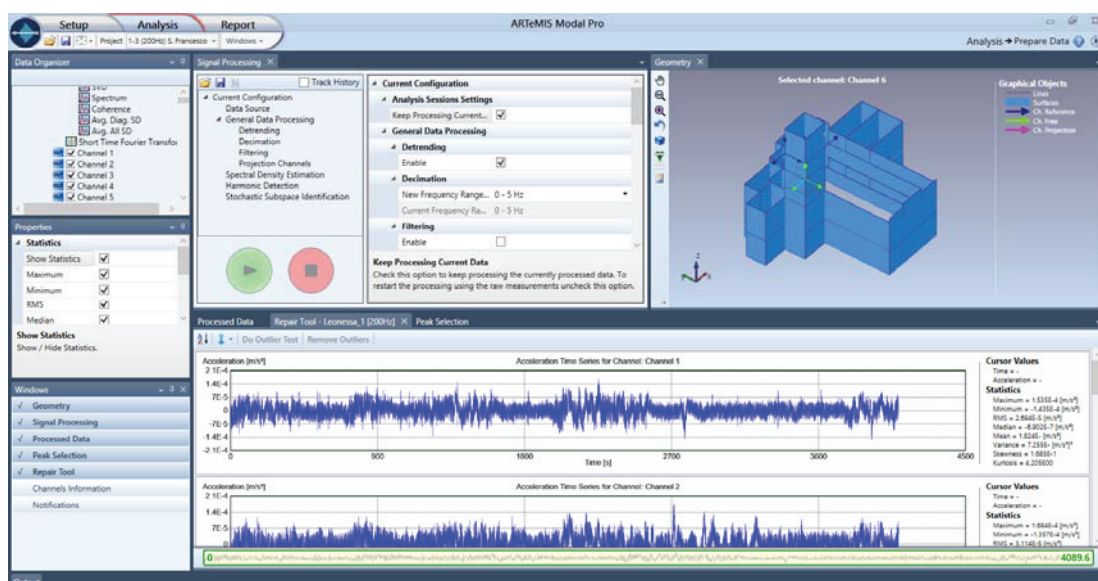


Figura 8.12 Schermata comprensiva del modello sperimentale e delle Acceleration Time Series acquisite per ogni canale.

Step 2: L'estrazione dei modi è effettuata automaticamente dal software, tramite la decimazione impostando un range di frequenza pari a 0 – 5 Hz, esportazione dei modi estratti e salvataggio degli stessi.

Step 3: Nel caso in esame della Chiesa di San Francesco a Leonessa è stata scelta per la calibrazione l'acquisizione numero 1 (dati iniziali 200 Hz), la quale permette di individuare il comportamento dinamico della struttura.

Per mezzo del diagramma di stabilizzazione è stato verificato l'allineamento dei poli stabili dei modi individuati dal Software. Più un modo è stabile, più i punti sono allineati lungo la stessa retta.

A seguito di questa verifica sono stati scartati i modi individuati dal software con smorzamento (damping) troppo elevato.

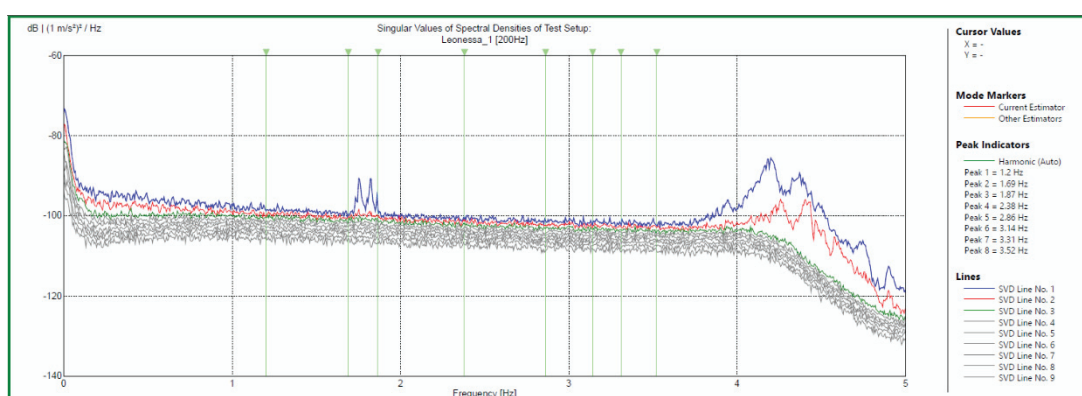


Figura 8.13 Diagramma di stabilizzazione

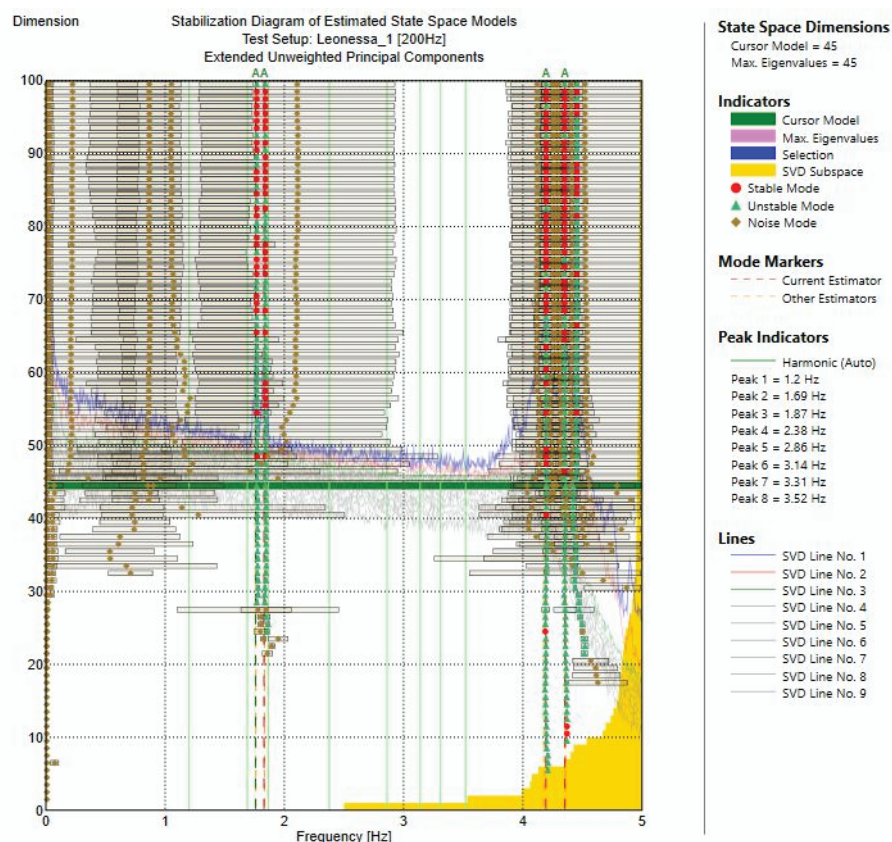


Figura 8.14 Diagramma di stabilizzazione e individuazione dei poli stabili

Step 4: In particolare sono stati valutati i primi quattro modi di vibrare della struttura i quali fanno riferimento prevalentemente alla torre ed all'interazione tra la Chiesa e la torre stessa.

Si riportano, in tabella 8.15 e nelle figure 8.16-8.53, i primi quattro modi estratti dai dati acquisiti dal monitoraggio dinamico e le relative forme modali.

MODELLO SPERIMENTALE ARTEMIS					
Mode	Frequency	Std. Frequency	Damping	Std. Damping	Complexity
	[Hz]	[Hz]	[%]	[%]	[%]
1	1.759	0.003	1.264	0.225	9.264
2	1.830	0.004	1.576	0.232	2.944
3	4.194	0.003	0.932	0.061	1.788
4	4.352	0.003	1.29	0.071	3.46

Tabella 8. 15 Forme modali ottenute dall'acquisizione 1 della Chiesa di San Francesco, Leonessa

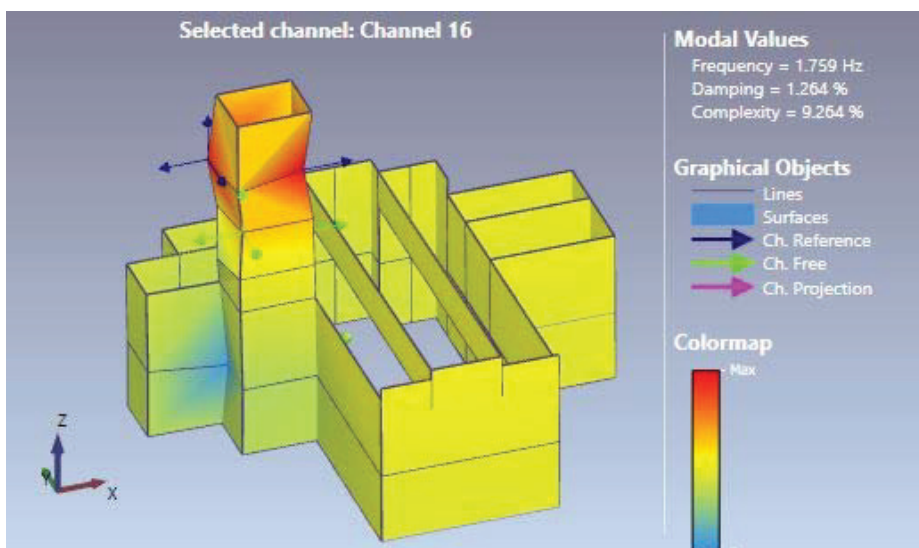


Figura 8. 16 Modo 1 – 1,759 Hz - della Chiesa di San Francesco, Leonessa

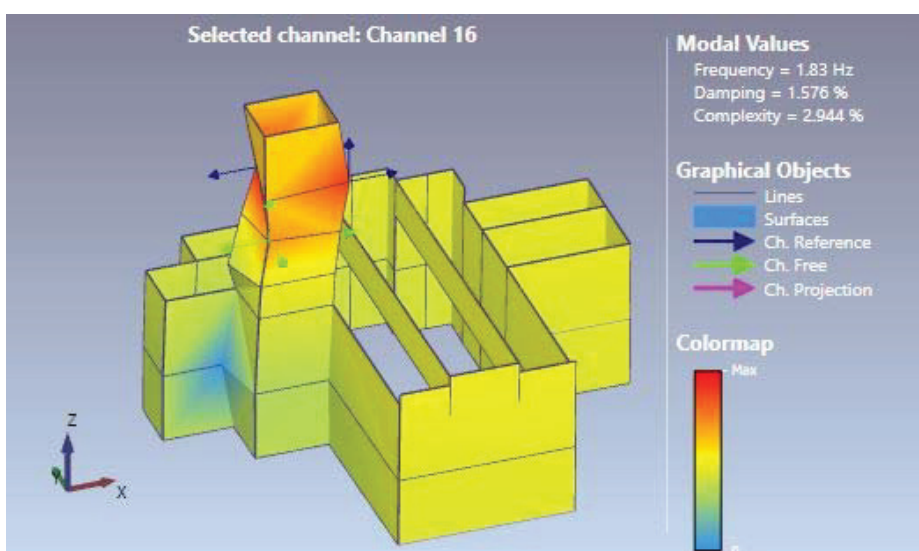


Figura 8. 17 Modo 2 – 1,830 Hz - della Chiesa di San Francesco, Leonessa

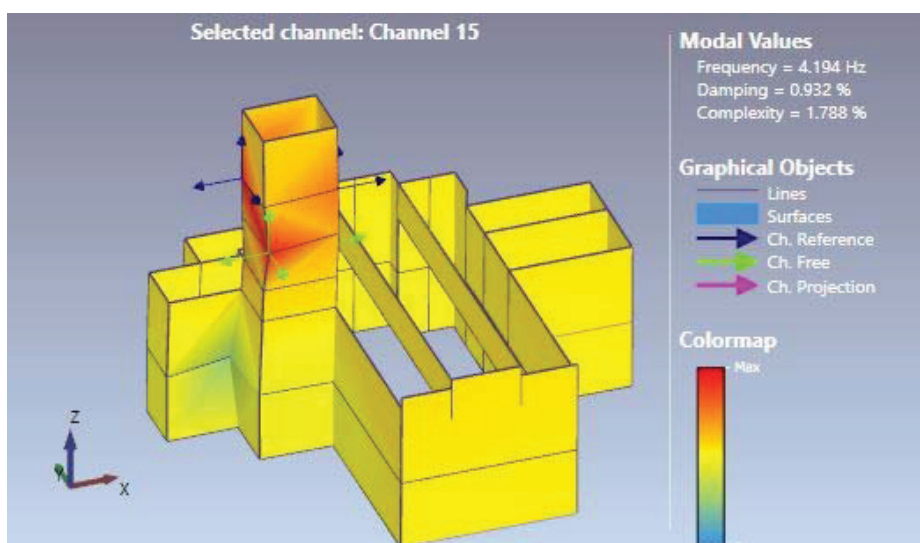


Figura 8. 18 Modo 3 – 4,194 Hz - della Chiesa di San Francesco, Leonessa

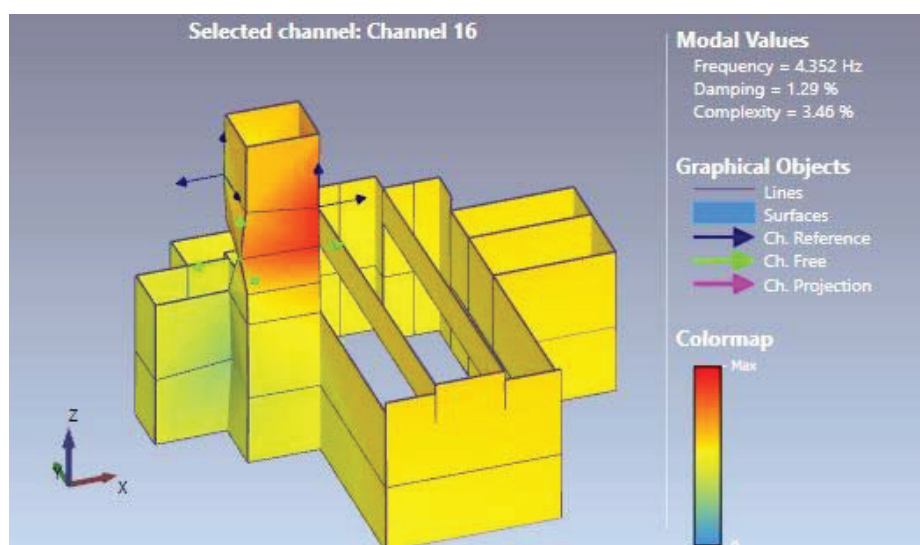


Figura 8. 19 Modo 4 – 4,352 Hz - della Chiesa di San Francesco, Leonessa

Dall'identificazione dinamica si è riscontrato che il primo modo di vibrare è prevalentemente nella direzione Y, il secondo modo di vibrare è prevalentemente nella direzione x, mentre il terzo e quarto modo risultano essere torsionali in z.

9. CALIBRAZIONE DEL MODELLO NUMERICO DELLA CHIESA

Il modello numerico del caso di studio, descritto nel capitolo 7, è stato calibrato sulla base dei risultati dell'analisi modale sperimentale.

La procedura di modal updating è stata effettuata con un metodo di tipo indiretto, andando a modificare le proprietà meccaniche della muratura: il modulo elastico E e la densità ρ ; a partire dalle indicazioni della tabella C8A.2.1 della Circolare Ministeriale n°. 7 del 21 gennaio 2019, in cui vengono riportati i valori di riferimento dei parametri meccanici.

La modifica di E e ρ costituisce un processo iterativo ed i risultati, ottenuti dopo ogni step di prova, sono stati controllati facendo dapprima attenzione in particolare ai valori delle frequenze dei modi di vibrare considerati e, successivamente alle forme modali degli stessi modi.

9.1 Calibrazione delle frequenze proprie

Come espresso in precedenza, durante la calibrazione, il primo obiettivo prefissato è stato quello di far coincidere le frequenze del modello numerico con quelle sperimentali.

Prima di procedere con la calibrazione è stato effettuato un confronto in termini di frequenze tra le forme modali ottenute con il modello numerico agli elementi finiti e quelle del modello sperimentale ottenute dal monitoraggio.

CONFRONTO FREQUENZE MODELLO SPERIMENTALE- MODELLO NUMERICO					
Modi	f M. sperimentale (Hz)	f M. numerico (Hz)	Differenza	Rapporto	Differenza [%]
1	1,759	1,594	0,165	0,104	10,351
2	1,830	1,663	0,167	0,100	10,042
3	4,194	2,902	1,292	0,445	44,521
4	4,352	4,886	0,534	0,109	10,929

Tabella 9. 1 Confronto tra le frequenze proprie del modello sperimentale e del modello FEM prima della calibrazione del modello

Di seguito si riportano gli step principali della calibrazione, con la spiegazione delle modifiche apportate al modello ed i risultati ottenuti.

Step 1: Come primo passaggio, per eliminare la differenza tra le frequenze sperimentali e quelle numeriche, il modulo elastico della struttura è stato moltiplicato per il coefficiente correttivo C, calcolato come il quadrato del rapporto tra il periodo del modello numerico (T_{nm}) ed il periodo sperimentale (T_{exp}) dello stesso modo di vibrare:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad C = \left(\frac{T_{nm}}{T_{exp}}\right)^2$$

dove T è il periodo, M la massa e K la rigidezza.

Una volta determinato il coefficiente C, si è andato a valutare le differenze tra i valori analitici e sperimentali delle frequenze dei modi di vibrare:

$$\Delta f [\%] = \left| \frac{f_i (exp) - f_i (nm)}{f_i (exp)} \right| \cdot 100$$

in cui

f_i (exp) è il valore della frequenza sperimentale;

f_i (nm) è il valore della frequenza del modello numerico.

Da tale operazione si è ottenuto un coefficiente correttivo C=1,218 il quale moltiplicato per il modulo elastico iniziale della struttura, assunto nel rispetto dei valori medi espressi dalla circolare 21 gennaio 2019, n. 7 per murature in blocchi lapidei squadrate (tabella riportata di seguito), ha restituito un modulo elastico aumentato pari a 3410 N/mm².

Tipologia di muratura	f	τ ₀	f _{v0}	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 sbozzati, 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 squadrate	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

Tabella 9. 2 Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura

Al termine del primo step è stato riscontrato un notevole miglioramento in termini di differenze tra i valori analitici e quelli sperimentali delle frequenze dei modi di vibrare. Come riportato nella tabella seguente, si è ottenuto, tramite l'aumento delle prime tre frequenze del modello numerico, un miglioramento delle stesse riducendo significativamente la differenza; mentre per il quarto modo la situazione è rimasta pressoché invariata.

CONFRONTO FREQUENZE MODELLO SPERIMENTALE- MODELLO NUMERICO					
Modi	f M. sperimentale (Hz)	f M. numerico (Hz)	Differenza	Rapporto	Differenza [%]
1	1,759	1,756	0,003	0,002	0,171
2	1,830	1,832	0,002	0,001	0,109
3	4,194	4,221	0,027	0,006	0,640
4	4,352	4,846	0,494	0,102	10,194

Tabella 9. 3 Confronto tra le frequenze proprie del modello sperimentale e del modello FEM dopo il primo step di calibrazione

Step 2: Analizzati i risultati del primo step, nel secondo è stato prefissato l'obiettivo di diminuire la frequenza del quarto modo di vibrare in modo tale da diminuire la differenza tra le frequenze dei due modelli, in modo tale da rientrare entro il limite prefissato del 5%.

A tal fine la calibrazione è stata eseguita andando a differenziare il modulo elastico della torre rispetto a quello della chiesa. Tale scelta si è rivelata insoddisfacente in quanto, variando più volte i moduli elastici dei due blocchi, si è sempre riscontrato un aumento delle differenze in termini di frequenze.

CONFRONTO FREQUENZE MODELLO SPERIMENTALE- MODELLO NUMERICO					
Modi	f M. sperimentale (Hz)	f M. numerico (Hz)	Differenza	Quoziente	Differenza [%]
1	1,759	1,748	0,011	0,006	0,629
2	1,830	1,826	0,004	0,002	0,219
3	4,194	4,267	0,073	0,017	1,711
4	4,352	4,841	0,489	0,101	10,101

Tabella 9. 4 Confronto tra le frequenze proprie del modello sperimentale e del modello FEM dopo il secondo step di calibrazione

Step 3: Dopo aver valutato insoddisfacente quanto fatto nello step 2, si è continuata l'operazione di calibrazione sempre con l'obiettivo di ridurre lo scarto in termini di frequenze del quarto modo di vibrare.

A tal fine si è pensato di andare a differenziare la rigidità della torre in altezza, tramite una divisione a livello di ogni di piano della stessa.

In questo modo è stato assegnato ad ogni livello della torre un diverso modulo elastico, in particolare è stato ridotto il modulo elastico nella zona della torre che presenta la massima interazione con la chiesa. Nella seguente tabella si riportano i risultati ottenuti al termine della calibrazione con il confronto tra le forme modali estratte dall'identificazione dinamica e quelle ottenute dal modello numerico calibrato.

Completato tale step si riscontra che le prime tre forme modali presentano degli scarti minimi in termini di frequenze, inferiore al 1%, e che tramite la predetta ipotesi è stato possibile ridurre la frequenza del quarto modo di vibrare, rendendola così inferiore al 5%.

CONFRONTO FREQUENZE MODELLO SPERIMENTALE- MODELLO NUMERICO					
Modi	f M. sperimentale (Hz)	f M. numerico (Hz)	Differenza	Quoziente	Differenza [%]
1	1,759	1,756	0,003	0,002	0,171
2	1,830	1,82	0,010	0,005	0,549
3	4,194	4,2	0,006	0,001	0,143
4	4,352	4,497	0,145	0,032	3,224

Tabella 9. 5 Confronto tra le frequenze proprie del modello sperimentale e del modello FEM dopo il secondo step di calibrazione

9.2 Calibrazione delle forme modali

Dopo aver ottenuto risultati importanti, dalla calibrazione delle frequenze dei modi di vibrare considerati del modello numerico rispetto a quello sperimentale, l'operazione di calibrazione è proseguita andando a considerare le forme modali degli stessi modi di vibrare.

Per ottenere una correlazione tra le deformate modali è stato utilizzato il MAC "MODAL ASSURANCE CRITERION", ovvero un indice di correlazione che permette di confrontare le forme modali ottenute nel modello sperimentale e quelle del modello numerico.

La matrice di MAC è definita come quella matrice $m \times m$, i cui elementi sono dei numeri scalari compresi tra 0 e 1, ottenuta dalla seguente relazione:

$$MAC(i,j) = \frac{|\{\psi_A\}^T \{\psi_B\}^*|^2}{(\{\psi_A\}^T \{\psi_A\}^*)(\{\psi_B\}^T \{\psi_B\}^*)}$$

Per come è calcolato il MAC, più il numero è prossimo all'unità, maggiore è la correlazione tra i due vettori complessi.

Step 1: Per la valutazione del Mac si è ricorso dunque alla costruzione di una matrice (4x4) relativa ai quattro modi di vibrare in esame. Come detto in precedenza, gli elementi della matrice possono assumere valori compresi tra 0 ed 1: generalmente dei valori vicini all'unità indicano una maggiore correlazione tra i modi, dei valori vicini allo zero una bassa correlazione. Gli elementi più importanti da valutare in un MAC sono quelli presenti sulla diagonale principale, per i quali è auspicabile trovare i valori più prossimi all'unità. Eventuali elementi prossimi all'unità posti fuori diagonale, possono essere dovuti ad una effettiva somiglianza tra i modi, ad un comportamento accoppiato, il quale non indica un ottimo risultato. Per rappresentare la matrice di MAC esistono diversi metodi bidimensionali o tridimensionali, concettualmente non c'è alcuna differenza. Nel presente caso di studio il metodo scelto è stato una semplice rappresentazione 2D abbinata ad un'opportuna scala di colori.

Step 2:

Nel presente step si è fatto riferimento al modello numerico, il cui modulo elastico E è stato preventivamente moltiplicato per un coefficiente correttivo C, come precedentemente spiegato.

Sono stati inizialmente estrapolati dal modello numerico agli elementi finiti, per ogni modo di vibrare considerato, gli spostamenti in x, y e z dei nodi delle mesh identificativi della posizione degli accelerometri realmente utilizzati nel monitoraggio ed inseriti nel modello sperimentale. Tali valori sono stati inseriti in una tabella Excel riportata di seguito:

Nodi FEA	X				Y				Z			
	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4
75294	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
75390	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
67396	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
67374	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
67621	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
20822	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
67410	-0,00026	0,00059	0,000112	-5,6E-05	0,000597	0,000245	0,000032	0,000396	0,000215	-0,00014	0,000021	-9,8E-05
67608	-0,000104	0,000266	0,000071	0,000012	0,000326	0,000122	-3,4E-05	0,000741	-0,000162	0,000019	-0,000016	0,000024
69083	-0,00001	0,000012	0,000004	-6E-06	0,000019	0,000009	-2,4E-05	0,000207	-0,000008	0	0,000004	-1,2E-05
75294 75390 67396 67374 67621 20822 67410 67608 69083												

Tabella 9. 6 Spostamenti dei nodi del modello numerico (associati agli accelerometri) per ogni modo di vibrare considerato.

Step 3: Una volta completato l'inserimento dati si è continuata, l'operazione di calibrazione delle forme modali, per mezzo del calcolo delle componenti del MAC. Dopo aver implementato una serie di tabelle automatiche si è giunti al calcolo delle componenti da inserire nella matrice finale del MAC. Nel caso in esame tenendo conto quattro modi di vibrare ovviamente sono state calcolate le componenti:

- 1-1, 1-2, 1-3, 1-4;
- 2-1, 2-2, 2-3, 2-4;
- 3-1, 3-2, 3-3, 3-4;
- 4-1, 4-2, 4-3, 4-4;

CALIBRAZIONE DEL MODELLO NUMERICO DELLA CHIESA

		MODE 1-1								
Node	Direction	EM_Real	EM_Imag	EM_Comp	NM_Comp	EM_Norm	NM_Norm	(EM_Norm) ²	(NM_Norm) ²	EM_Norm*NM_Norm
1	X	0,4320	0,2060	0,4229	-0,0004	0,2231	-0,3956	0,0498	0,1565	0,0882
	Y	-1,7890	-0,0500	-1,7868	0,0010	-0,9425	1,0000	0,8884	1,0000	0,9425
	Z	-0,4210	-0,0340	-0,4208	-0,0001	-0,2220	-0,1413	0,0493	0,0200	0,0314
2	X	-0,3790	-0,2070	-0,3709	-0,0004	-0,1957	-0,4127	0,0383	0,1703	0,0807
	Y	1,8960	-0,0171	1,8957	0,0010	1,0000	0,9677	1,0000	0,9365	0,9677
	Z	-0,0600	0,0260	-0,0600	0,0002	-0,0316	0,1857	0,0010	0,0345	0,0059
3	X	-0,0420	0,2450	-0,0407	-0,0002	-0,0215	-0,2260	0,0005	0,0511	0,0049
	Y	-1,1750	0,0710	-1,1720	0,0006	-0,6183	0,6206	0,3822	0,3851	0,3837
	Z	-0,0280	0,1320	-0,0278	-0,0001	-0,0146	-0,1271	0,0002	0,0162	0,0019
4	X	0,1130	0,1840	0,1111	-0,0003	0,0586	-0,2583	0,0034	0,0667	0,0151
	Y	-1,2150	0,0250	-1,2146	0,0006	-0,6407	0,6347	0,4105	0,4029	0,4067
	Z	-0,1620	-0,0850	-0,1614	0,0001	-0,0851	0,1049	0,0073	0,0110	0,0089
5	X	-0,0650	-0,0380	-0,0650	-0,0001	-0,0343	-0,0999	0,0012	0,0100	0,0034
	Y	0,5570	0,0400	0,5566	0,0003	0,2936	0,2916	0,0862	0,0850	0,0856
	Z	0,0670	0,0310	0,0670	0,0000	0,0353	-0,0222	0,0012	0,0005	0,0008
6	X	0,0330	0,0590	0,0329	0,0000	0,0174	-0,0071	0,0003	0,0000	0,0001
	Y	0,0790	-0,0180	0,0790	0,0000	0,0417	0,0050	0,0017	0,0000	0,0002
	Z	0,0220	0,0890	0,022	0,0000	0,0116	-0,0081	0,0001	0,0001	0,0001
7	X	-0,1540	-0,2070	-0,1507	-0,0003	-0,0795	-0,2624	0,0063	0,0688	0,0209
	Y	1,1670	0,0520	1,1654	0,0006	0,6148	0,6024	0,3779	0,3629	0,3703
	Z	-0,0140	0,0220	-0,0140	0,0002	-0,0074	0,2170	0,0001	0,0471	0,0016
8	X	0,5600	-0,0740	0,5585	-0,0001	0,2946	-0,1049	0,0868	0,0110	0,0309
	Y	0,0210	0,1020	0,0209	0,0003	0,0110	0,3290	0,0001	0,1082	0,0036
	Z	-0,0960	0,0560	-0,0958	-0,0002	-0,0506	-0,1635	0,0026	0,0267	0,0083
9	X	-0,0910	-0,0280	-0,0910	0,0000	-0,0480	-0,0101	0,0023	0,0001	0,0005
	Y	-0,0840	0,0830	-0,0837	0,0000	-0,0442	0,0192	0,0019	0,0004	0,0008
	Z	-0,0690	0,0240	-0,0690	0,0000	-0,0364	-0,0081	0,0013	0,0001	0,0003
			MAX	1,8957	0,0010	0,0069		3,4009	3,9716	3,4651
			MIN	-1,7868	-0,0004			0,8889		

Tabella 9. 7 Esempio di calcolo di una delle componenti da inserire nella matrice 4x4 del MAC- Mode 1-1

Step 4: Una volta calcolate automaticamente tutte le componenti sono state inserite nella matrice 4x4 del MAC ed è stato possibile fare, fin da subito, considerazioni riguardo i risultati ottenuti.

MAC		EXPERIMENTAL MODEL			
		MODE 1	MODE 2	MODE 3	MODE 4
		1,759 [Hz]	1,830 [Hz]	4,352[Hz]	4,352[Hz]
NUMERICAL MODEL	MODE 1	0,8889	0,0004	0,1071	0,3521
	1,756 [Hz]				
	MODE 2	0,0003	0,8167	0,0107	0,0243
	1,832 [Hz]				
MODE 3	0,0467	0,0087	0,6560	0,0004	
4,221 [Hz]					
MODE 4	0,0021	0,0039	0,1068	0,4751	
4,846 [Hz]					

Tabella 9. 8 Matrice 4x4 del MAC relativa alle forme modali del modello sperimentale e del modello numerico considerato

Osservando la matrice si nota in primo luogo che i valori sulla diagonale per i primi due modi di vibrare, che mostrano la correlazione tra i medesimi modi, risultano abbastanza elevati (sempre superiori all'80%), il che indica un buon grado di concordanza tra le forme modali calcolate. Si riscontra invece, un valore sufficientemente buono per il terzo modo, mentre per il quarto, essendo al di sotto del 50%, è necessaria un'importante correzione, aspetto evidenziato anche dai valori fuori diagonale utili a riconoscere eventuali somiglianze tra modi diversi.

Step 5: Tratte le suddette osservazioni, la calibrazione delle forme modali è proseguita, come per le frequenze, andando a differenziare la rigidità della torre in altezza, tramite una divisione a livello di ogni di piano della stessa.

In questo modo è stato assegnato ad ogni livello della torre un diverso modulo elastico, in particolare è stato ridotto il modulo elastico nella zona della torre che presenta la massima interazione con la chiesa.

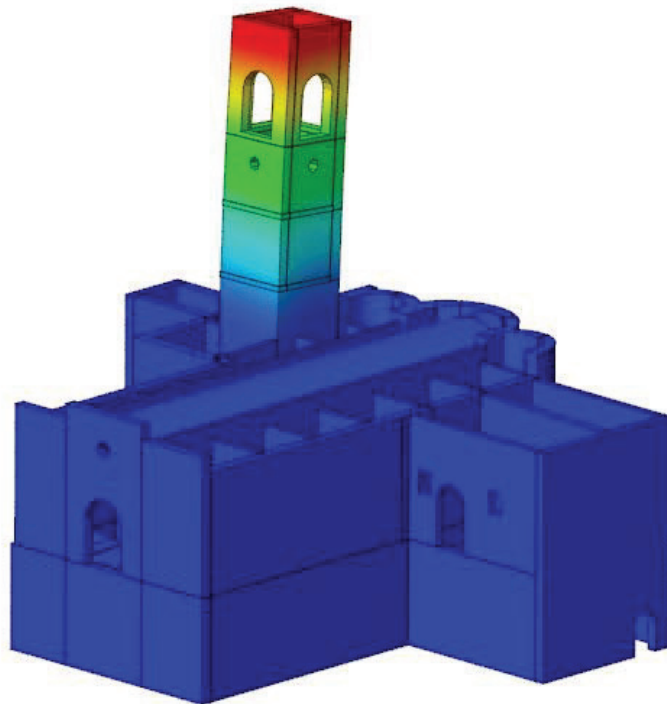
Sono state eseguite quindi, con lo stesso procedimento descritto in precedenza, diverse prove, fino al raggiungimento del risultato migliore. Si riportano i risultati ottenuti al termine della calibrazione del modello numerico, con il confronto tra le forme modali del modello sperimentale e quelle ottenute dal modello numerico calibrato.

MAC		EXPERIMENTAL MODEL			
		MODE 1	MODE 2	MODE 3	MODE 4
		1,759 [Hz]	1,830 [Hz]	4,352[Hz]	4,352[Hz]
NUMERICAL MODEL	MODE 1	0,9006	0,0004	0,1167	0,3177
	1,730 [Hz]				
	MODE 2	0,0004	0,8319	0,0174	0,0310
	1,796 [Hz]				
	MODE 3	0,0476	0,0079	0,6669	0,0311
	4,259 [Hz]				
	MODE 4	0,0029	0,0036	0,1212	0,6087
4,868[Hz]					

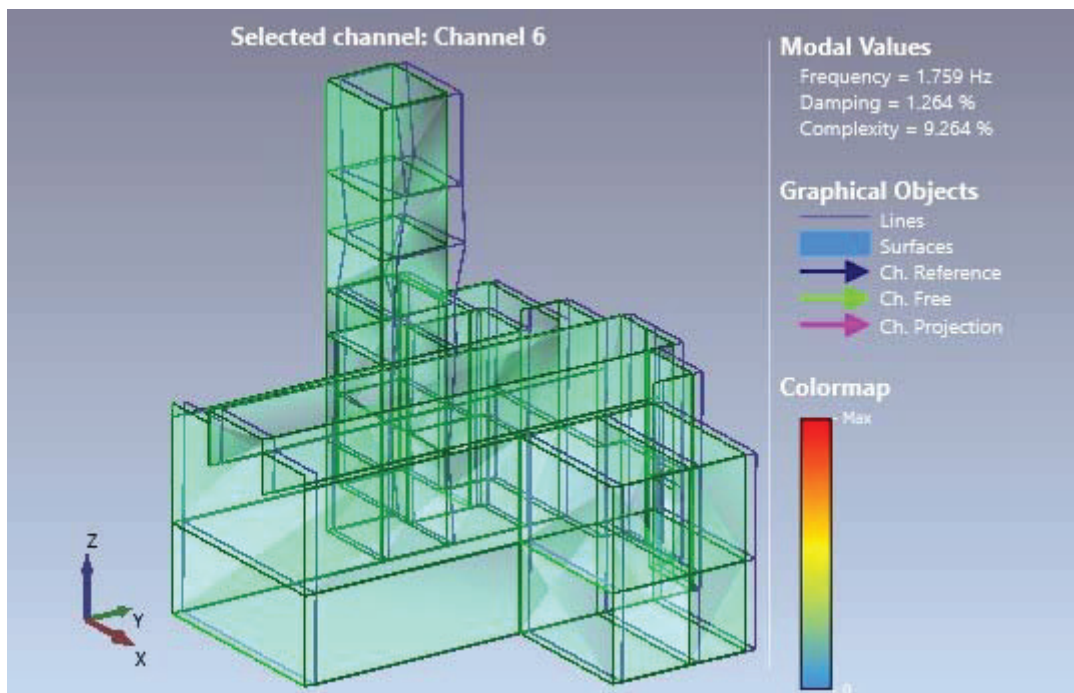
Tabella 9. 9 Matrice 4x4 del MAC relativa alle forme modali del modello sperimentale e del modello numerico considerato dopo la calibrazione.

Osservando la matrice, dopo la calibrazione del modello, si nota in primo luogo che i valori sono generalmente aumentati sulla diagonale principale. Tali valori, i quali mostrano la correlazione tra i medesimi modi, risultano essere elevati per i primi due modi di vibrare, raggiungendo anche la soglia del 90%, il che indica un ottimo grado di concordanza tra le forme modali calcolate. Si riscontrano buoni valori, migliorati rispetto ai casi precedenti, per il terzo e quarto modo di vibrare essendo entrambi al di sopra del 60%. Per questi ultimi due modi è importante evidenziare come non sia stato possibile raggiungere valori prossimi all'unità, come fatto per i primi due modi. Questo, a seguito di numerose analisi e prove, è ragionevole pensare che sia dovuto ad un insufficiente numero di accelerometri utilizzati durante il monitoraggio, infatti in caso contrario sarebbe stato possibile, il posizionamento degli stessi su tutti i lati di ogni piano della torre, di conseguenza ottenere una migliore caratterizzazione dinamica.

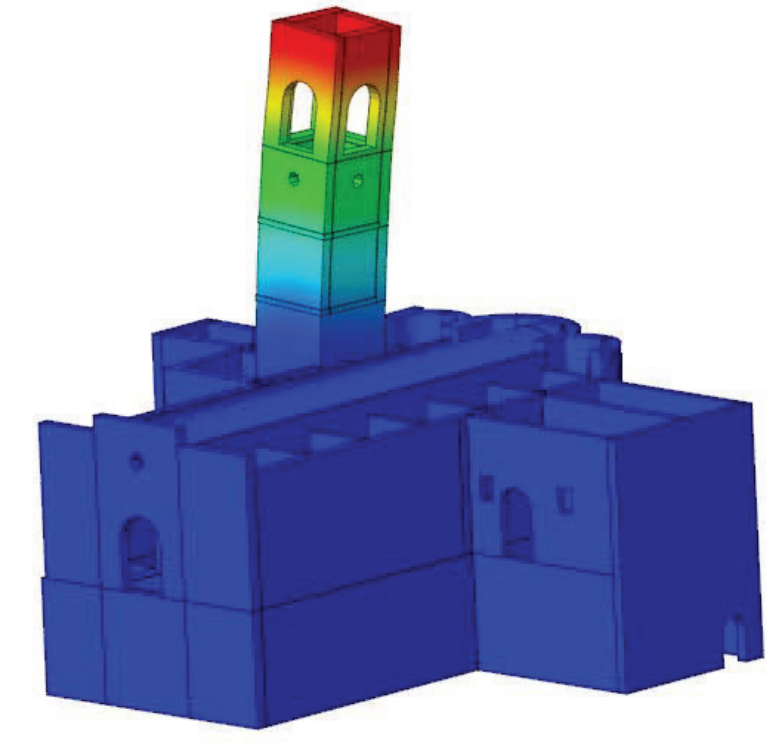
- Modo 1 – Modello numerico FEM



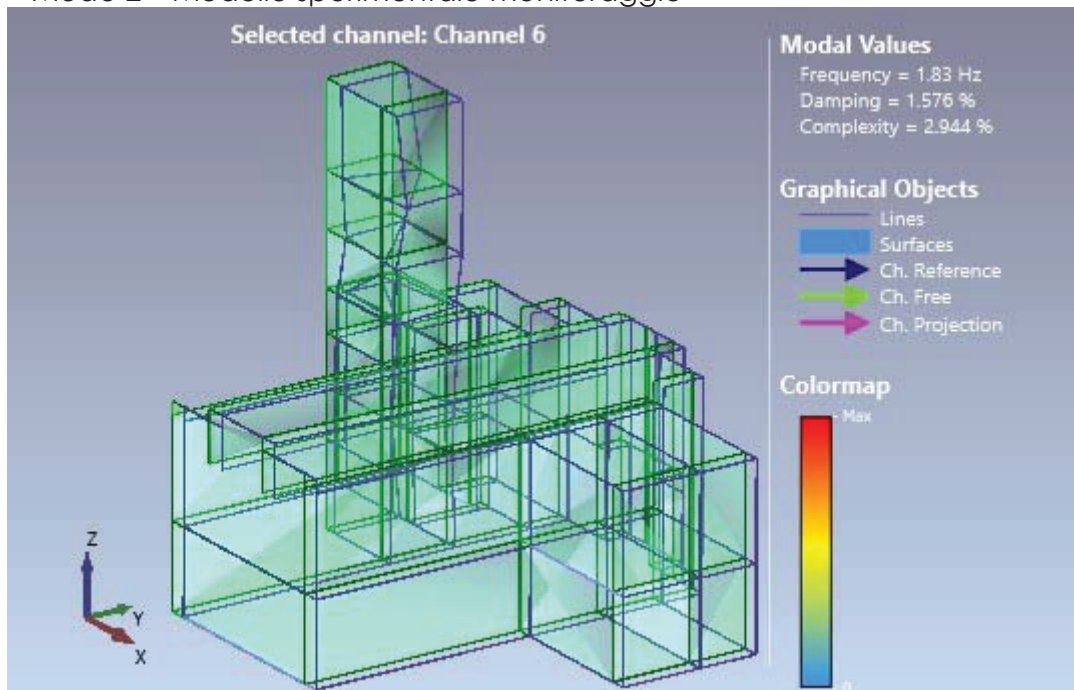
- Modo 1 – Modello sperimentale monitoraggio



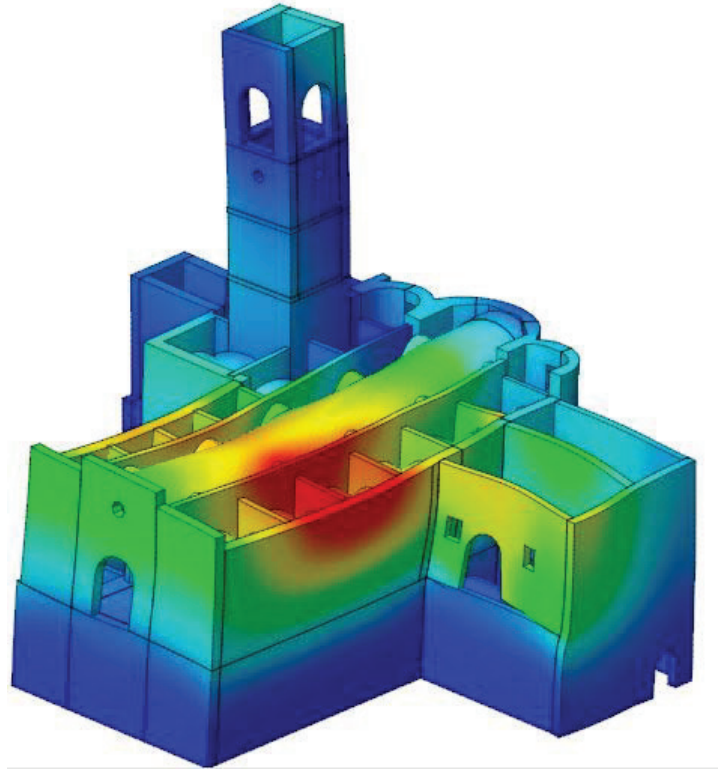
- Modo 2 – Modello numerico FEM



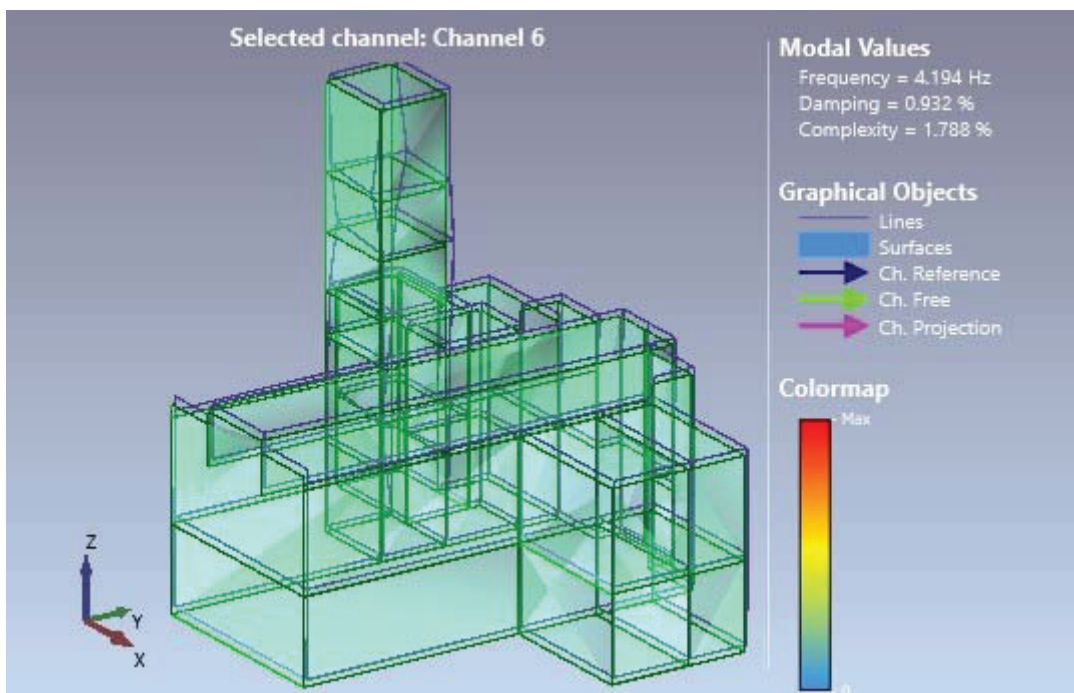
- Modo 2 – Modello sperimentale monitoraggio



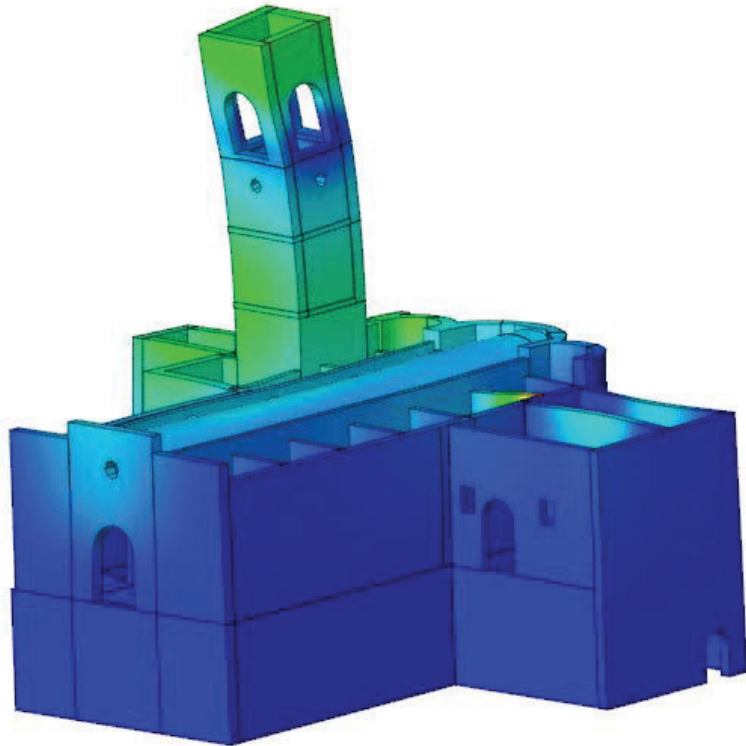
- Modo 3 – Modello numerico FEM



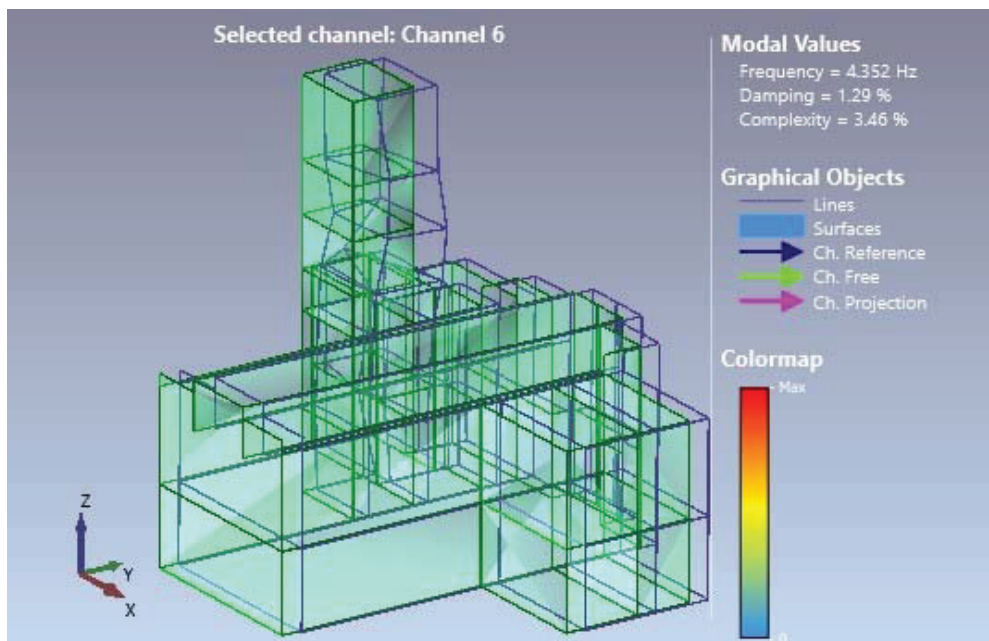
- Modo 3 – Modello sperimentale monitoraggio



- Modo 4 – Modello numerico FEM



- Modo 4 – Modello sperimentale monitoraggio



10. CONCLUSIONI

La sismicità del territorio italiano è una tra le più elevate sia a livello europeo che mondiale. L'elevato rischio sismico del territorio nazionale dipende, oltre che dalla frequenza ed intensità dei terremoti che periodicamente lo colpiscono, soprattutto dall'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio. Negli ultimi decenni nella penisola italiana si sono succeduti eventi sismici di notevole importanza e violenza, i quali hanno provocato nel nostro paese distruzione e morti; basti ricordare, tra gli ultimi verificatisi, "L'Aquila 2009", "Emilia-Romagna 2012" ed infine "Centro Italia 2016".

Ciò, conferma l'estrema necessità dell'utilizzo di idee e tecniche sempre più all'avanguardia, in modo tale da limitare gli effetti degli eventi sismici sulle strutture. Di fondamentale importanza, quindi in termini di prevenzione e protezione del costruito, risulta essere la conoscenza della struttura, più approfonditamente, la conoscenza del comportamento dinamico della stessa. Per tale motivo, è sempre più in sviluppo, il monitoraggio strutturale, ovvero un potente strumento di indagine, in grado di restituire una conoscenza approfondita dello stato attuale della struttura e di conseguenza del suo potenziale comportamento futuro. Ciò è permesso dal parallelo sviluppo delle tecniche di identificazione dinamica, le quali permettono di determinare i parametri modali nelle reali condizioni di esercizio, ovvero in presenza di sola sollecitazione ambientale.

Nel presente lavoro di tesi, è stato inizialmente affrontato il tema della vulnerabilità sismica in Italia, per poi volgere ad illustrare gli aspetti principali delle costruzioni in muratura, quali le caratteristiche meccaniche e la risposta sismica. Sono stati descritti i metodi di modellazione delle strutture in muratura per poi giungere ad introdurre i concetti relativi ai sistemi di monitoraggio e all'identificazione dinamica eseguita con la tecnica output-only.

Successivamente il lavoro di tesi vede il passaggio al caso di studio, relativo alla Chiesa di San Francesco a Leonessa, tramite una dettagliata analisi storico-tecnica della struttura, un inquadramento generale dell'area ed infine il rilievo architettonico, così da ottenere un iter conoscitivo completo del complesso. A questo punto, durante una precisa modellazione agli elementi finiti del complesso, è stato eseguito sulla struttura il monitoraggio dinamico, caratterizzato da tre acquisizioni dati in vibrazione ambientale, al fine di conseguire una dettagliata valutazione del comportamento dinamico della struttura. I dati acquisiti sono stati elaborati con l'ausilio di software specifici e da tali dati, sono stati estratti i parametri modali, in accordo con il "Covariance-driven Stochastic Subspace Identification method" (Cov-SSI). Fin da subito è stata riscontrata una risposta della struttura attendibile a quanto espresso dalla letteratura, infatti le prime due forme di modo sono traslazionali mentre la terza e la quarta sono prevalentemente torsionali. Facendo riferimento alle frequenze dei primi quattro modi di vibrare è stata condotta la calibrazione del modello agli elementi finiti, realizzato con il software Midas FEA, andando a variare ponderatamente il modulo elastico della struttura, sulla base della conoscenza della stessa e dei progressivi risultati ottenuti durante tale processo iterativo. Dopo aver ottenuto risultati importanti, dalla calibrazione delle frequenze dei modi di vibrare considerati l'operazione di calibrazione è proseguita andando a considerare le forme modali degli stessi modi di vibrare. Per ottenere una correlazione tra le deformate modali è stato utilizzato il MAC "modal assurance criterion", un indice di correlazione che permette di confrontare le forme modali ottenute nel modello sperimentale e quelle del modello numerico, ottenendo per i primi due modi di vibrare un ottimo grado di concordanza tra le forme modali calcolate e buoni valori per il terzo e quarto modo di vibrare. In conclusione di questo lavoro di tesi, sulla base dei validi risultati ottenuti, è ragionevole affermare che per una più approfondita e dettagliata analisi del comportamento dinamico globale della struttura, sarebbe necessario ed allo stesso tempo interessante, proseguire tale studio con il monitoraggio dell'intera costruzione variando adeguatamente il posizionamento degli accelerometri.

BIBLIOGRAFIA

• Riferimenti normativi

Decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti D.M 17 gennaio 2018, *aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC)*.

Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"* di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

• Riferimenti bibliografici

Midas FEA, Analysis and Algorithm;

Dipartimento strutture Roma Tre, T. Albanesi- C. Nuti, *"Analisi statica non lineare"* dispensa, 2007;

Vallucci Sara, Quagliarini Enrico, Lenci Stefano, *"Costruzioni storiche in muratura"* 2013;

Fabbrocino, G., Rainieri, C., Verderame, G. M. "L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti. Università degli Studi del Molise, Consorzio ReLUIS, Università degli Studi "Federico II" di Napoli" Consorzio ReLUIS;

Fabbrocino, G., Rainieri, C., Manfredi, G., Cosenza E. "Protezione sismica di edifici strategici e monitoraggio strutturale: applicazione all'Edificio centrale della Facoltà di Ingegneria di Napoli." Dipartimento SAVA, Sezione Ingegneria & Ambiente, Università degli Studi del Molise e Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi Federico II di Napoli.

Bart Peeters and Guidi De Roeck "Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis" 1999;

Dora Foti, Mariella Diaferio, Nicola Ivan Giannoccaro, Michele Mongelli, "Ambient vibration testing, dynamic identification and model updating of a historic tower", 2011;

Alessio Pierdicca, Francesco Clementi, Daniela Isidori, Enrico Concettoni, Cristina Cristalli, Stefano Lenci, "Numerical model upgrading of a historical masonry palace monitored with a wireless sensor network", 2016.

Stefano Colombini: Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e muratura. Casa editrice: EPC Editore, 2014.

F. Clementi, A. Nespeca, S. Lenci: seismic behavior of an Italia Renaissance Sanctuary:
Damage assessment by numerical modeling. Atto di congresso: ICCMSE, 2017

Ubertini, F., Pascale, G., De Miranda, S., Colla S. Monitoraggio intelligente di strutture storiche. DISTART, Facoltà di Ingegneria, Università di Bologna

De Stefano A., Ceravolo R., Matta E., Quattrone A., Fragonara Z. L., Identificazione dinamica sperimentale di edifici strategici sotto sisma, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Torino

G. Fabbrocino, C. Ranieri, G.M. Verderame, L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti

L. Casula, M. Zelli, *Leonessa sacra. Storia, arte e architettura religiosa del territorio*. Casa editrice: Kappa edizioni, 2009.