

# POLITECNICO DI TORINO

Collegio di Ingegneria Civile

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Indirizzo Strutture



Tesi di Laurea Magistrale

## *“Miglioramento sismico della Chiesa Collegiata di Moncalieri”*

Relatori:

Prof. Rosario Ceravolo

Dott. Ing. Davide Masera

Candidato:

Andrea Cannizzaro 230885

ANNO ACCADEMICO 2017/2018



*Ai miei genitori, a mia sorella  
e a mia nonna*

*«l'arte di formare con i materiali che nella realtà  
non si conoscono, delle forme che nella realtà  
non si possono analizzare per resistere a  
delle forze che nella realtà non si  
possono valutare, in modo tale che  
la gente non possa, nella realtà, sospettarlo»*

*(da Finite Element Method in  
Civil Engineering)*



# Sommario

1.	Introduzione.....	8
2.	Chiesa collegiata di Santa Maria della Scala .....	10
3.	Rilievo Tecnico di elementi strutturali in legno di strutture esistenti .....	12
3.1	Introduzione.....	12
3.2	Rilievo geometrico .....	12
3.3	Principali difetti negli elementi lignei .....	13
3.3.1	Fessure da ritiro .....	13
3.3.2	Fessure da rilascio tensionale .....	14
3.3.3	Legno di reazione .....	14
3.3.4	Nodi .....	14
3.3.5	Cipollature.....	14
3.4	Rilievo del degrado .....	15
3.4.1	Degradamento abiotico: umidità .....	15
3.4.2	Degrado biotico.....	16
3.4.4	Insetti .....	17
3.5	Rilievo dei solai appartenenti al campanile della chiesa di Santa Maria della Scala in Moncalieri... ..	18
3.5.1	Rilievo geometrico dei solai .....	18
3.5.2	Rilievo del degrado .....	25
4.	Parametri dei materiali.....	30
4.1	Introduzione.....	30
4.2	Livelli di conoscenza e caratterizzazione meccanica dei materiali.....	30
5.	Modello FEM della Collegiata.....	37
5.1	Azioni sulla struttura .....	37
5.1.1	Carico della copertura.....	37
5.1.2	Carico della neve.....	37
5.1.3	Carico del vento .....	38
5.1.4	Azione Sismica .....	40
5.2	Combinazione delle azioni.....	44
5.3	Analisi dinamica lineare.....	45
5.3.1	Cenni teorici .....	45
5.3.2	Analisi dinamica lineare della Collegiata di Santa Maria della Scala .....	47
6.	Analisi locale della lesione passante tra la torre campanaria e l'impianto principale della chiesa.....	50

6.1	Introduzione.....	50
6.2	Rilievo fotografico dei giunti .....	50
6.3	Introduzione del giunto nel modello FEM .....	55
6.4	Valutazione dei risultati.....	56
6.5	Considerazioni finali sul modello con giunto .....	59
7.	Verifiche statiche .....	60
7.1	Verifica degli elementi pseudo-orizzontali: le volte .....	60
7.2	Verifica degli elementi verticali: macroelementi perimetrali .....	63
7.2.1	Verifica per lo sforzo normale .....	64
7.2.2	Verifica a taglio .....	71
7.3	Verifica degli elementi verticali: i pilastri .....	73
8.	Stima dell'indice di vulnerabilità sismica .....	76
8.1	Indice di vulnerabilità sismica della Collegiata .....	76
8.2	Conclusioni .....	83
9.	Interventi di miglioramento sul campanile.....	84
9.1	Introduzione.....	84
9.2	Tecnologia n. 1: solai in XLAM.....	84
9.2.1	Legno lamellare incrociato (XLAM) .....	84
9.2.2	Introduzione dei pannelli in XLAM nel modello .....	85
9.2.3	Risultati dell'analisi.....	90
9.3	Tecnologia n.2: croci di Sant'Andrea in acciaio .....	95
9.3.1	Introduzione delle croci di Sant'Andrea nel modello .....	96
9.3.2	Risultati dell'analisi.....	97
9.4	Confronto dei risultati ottenuti tra la tecnologia n.1 e n.2 .....	98
10.	Interventi di miglioramento sulla copertura .....	101
10.1	Introduzione.....	101
10.2	Descrizione della copertura .....	101
10.3	Modellazione FEM della copertura .....	102
10.3.1	Navata centrale.....	102
10.3.2	Navata Clotilde.....	106
10.4	Azione sismica .....	107
10.4.1	Forza statica equivalente.....	107
10.4.2	Asta con massa e rigidezza equivalente.....	110
10.4	Tecnologia n.1: controventi di falda in copertura .....	115
10.6	Tecnologia n.2: pannellatura intradossale in XLAM .....	118
10.7	Confronto dei risultati ottenuti tra la tecnologia n.1 e n.2 .....	120

10.8 Effetti degli interventi in copertura sulla struttura sottostante .....	121
10.8.1 Tecnologia n.1: controventi di falda in copertura .....	124
10.8.2 Tecnologia n.2: pannellatura intradossale in XLAM.....	128
10.8.3 Confronto dei risultati ottenuti tra la tecnologia n.1 e n.2 .....	129
11.    Cordolo sommitale in acciaio .....	135
11.1 Introduzione.....	135
11.2 Introduzione del cordolo nel modello FEM .....	136
11.3 Valutazione dell'intervento .....	137
12.    Stima dell'indice di vulnerabilità sismica post-intervento .....	140
12.1 Cenni teorici .....	140
12.2 Indice di vulnerabilità sismica del caso studio.....	144
12.3 Indice di vulnerabilità sismica del caso studio secondo l'OPCM 3431.....	147
13.    Conclusioni .....	154
Bibliografia .....	156
Ringraziamenti .....	158

# 1. Introduzione

L'obiettivo di questo lavoro di tesi è il miglioramento sismico della Chiesa Collegiata di Moncalieri (TO), struttura risalente al XIV secolo e divenuta uno dei simboli, insieme al Castello Reale, dell'antica borgata.

Gli obiettivi del miglioramento sismico vengono dettati dalle Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008 (acronimo NTC08) al capitolo 8 "Costruzioni esistenti", paragrafo 8.4.2. Questa tecnica di consolidamento strutturale prevede degli interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale della costruzione esistente senza dover necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza che vengono imposti dalle NTC08, previsti invece per un intervento di adeguamento sismico. Per tale motivo, si classificano come interventi di miglioramento tutti quelli finalizzati all'accrescimento della resistenza strutturale nei confronti delle azioni che agiscono sulla costruzione e che non portano alla modifica del complesso strutturale, quindi si escludono sopraelevazione della struttura, ampliamento e variazione di classe o destinazione d'uso.

L'intero lavoro di tesi può essere diviso in due parti ovvero l'analisi dell'esistente e l'analisi dell'efficacia degli interventi di miglioramento. In prima battuta, al capitolo 2, verrà riportato un breve inquadramento storico della Collegiata e una breve descrizione della struttura. Si passa al rilievo tecnico e al rilievo del degrado dei solai lignei che si sviluppano lungo l'altezza del campanile, secondo le norme di riferimento per l'ispezione in situ e per la diagnosi di elementi lignei in opera. Questo studio è finalizzato alla redazione di tavole tecniche che permettano d'inquadrare rapidamente lo stato di degrado delle travi che costituiscono i solai e individuare quelle da sostituire.

Nei capitoli 4 e 5, verranno definiti i parametri dei materiali che costituiscono la Collegiata e le azioni agenti su di essa. Definiti materiali e azioni dei carichi si procederà all'introduzione del modello FEM della chiesa.

Nel capitolo 6 verranno riportate delle considerazioni sull'analisi locale della lesione passante tra il campanile e il corpo della chiesa, la quale è emersa a seguito del rilievo dei solai svolto sul campanile.

Per concludere la parte del lavoro relativa all'analisi dell'esistente, nei capitoli 7 ed 8, si svolgeranno le verifiche statiche sugli elementi strutturali principali della costruzione secondo l'Eurocodice 6 che si occupa del progetto di strutture in muratura, e la stima dell'indice di vulnerabilità nella configurazione attuale dell'opera.

Dopo aver inquadrato lo stato attuale della Collegiata, si passa alla ricerca di soluzioni in grado di migliorare il comportamento della struttura nei confronti dell'azione sismica. In queste fasi si porrà particolare attenzione nella scelta dell'intervento, in quanto la struttura è un bene protetto e di conseguenza bisogna porre un occhio di riguardo alla tipologia di rinforzo da introdurre, il quale deve rispettare lo stile dell'opera.

I primi interventi di rinforzo proposti riguarderanno i solai del campanile al capitolo 9. Il modello FEM della Collegiata verrà modificato in accordo con le due soluzioni proposte, ovvero la sostituzione del tavolato esistente con pannelli in XLAM (acronimo di "cross-laminated timber"), e l'introduzione di controventi di piano in acciaio a connettere le travi principali del solaio con la muratura perimetrale.

Nel capitolo 10 si passa alla copertura. Come si vedrà, verranno proposte due soluzioni: controventatura della copertura con funi in acciaio sul piano di falda e pannellatura intradossale della copertura con pannelli in XLAM. Gli effetti di tali interventi saranno valutati sia come effetti sulla struttura in muratura, e sia come effetti sulla copertura analizzata tramite un secondo modello FEM della stessa.

L'ultimo intervento proposto, capitolo 11, riguarda l'introduzione di un cordolo sommitale in acciaio, in modo da realizzare una sorta di "cerchiaggio" delle volte, allo scopo di favorire un comportamento d'insieme dei macroelementi in muratura. Quest'ultima soluzione è da considerarsi combinata con l'intervento in copertura più efficace, in quanto l'obiettivo più arduo di questo lavoro di tesi sarà quello di garantire un comportamento scatolare della struttura che tipicamente manca negli edifici di culto.

A supporto del lavoro svolto nei capitoli 9, 10 e 11, sono state redatte delle tavole tecniche che descrivono tutti gli interventi proposti.

Infine, al capitolo 12, verrà ricalcolato l'indice di vulnerabilità sismica nella configurazione post-intervento, allo scopo di ottenere un valore numerico globale che attesti l'efficacia delle soluzioni proposte.

## 2. Chiesa collegiata di Santa Maria della Scala

La chiesa Collegiata di Santa Maria della Scala è un importante edificio di culto risalente al XIV secolo, ubicata nel comune di Moncalieri in provincia di Torino.

La chiesa presenta uno stile gotico romano, infatti al suo interno si possono trovare gli archi tipici della prima metà del trecento. La struttura è situata in Piazza Vittorio Emanuele II, dalla quale è facile notare la facciata e il campanile della chiesa.



Figura 2.1. Facciata della Collegiata di Moncalieri (sx) e volte a crociera della navata centrale (dx)

La struttura presenta una tipica pianta a forma basilicaria, la quale si divide in 4 navate, delle quali due si sviluppano lungo Via Vittorio Alfieri, una è quella centrale e la rimanente si sviluppa lungo Via Principessa Maria Clotilde. Le quattro Navate non presentano la stessa altezza, la quota massima viene raggiunta dalla navata centrale, mentre le altre due presentano quote minori. La copertura della chiesa di conseguenza seguirà tali quote. Per semplicità nel presente lavoro di tesi, le navate di via Alfieri sono state analizzate insieme, mentre le altre singolarmente.

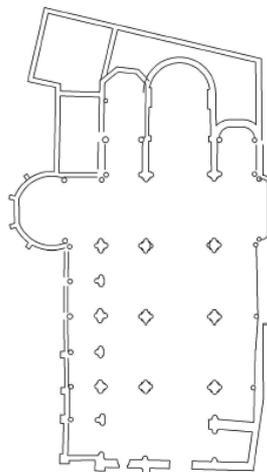


Figura 2.2. Pianta della Collegiata

Dalla pianta riportata in figura 2.2, si nota che lungo il lato di via Alfieri (lato sinistro) sono presenti tre piccoli ambienti "separati", in ordine dal basso verso l'alto: la cappella di San Filippo Neri, la Cappella del Corpus Domini e la Sacrestia. Nella parte finale delle navate sono presenti tre absidi, la più grande corrisponde alla navata centrale.

All'interno della chiesa sono presenti 24 volte a crociera che i dividono nelle tre navate e nella cappella di San Filippo Neri, la Sacrestia invece presenta una copertura con volte a botte. Nelle prime tre volte della navata centrale sono presenti anche delle catene per riprendere la spinta che arriva alle pareti verticali, che potrebbe causare una rotazione fuori dal piano di esse.

La struttura della chiesa ha subito delle modifiche nel tempo. Originariamente intorno al tredicesimo secolo presentava delle dimensioni molto più piccole rispetto quelle attuali. Nel tempo si susseguirono interventi di manutenzione e di modifica dal punto di vista strutturale, l'abside centrale originale fu demolito e ricostruito con il coro in legno attuale, la scalinata di accesso venne demolita e sostituita con quella attuale dalla quale prende il nome la chiesa e la facciata originale caratterizzata da una trifora a colonne rotonde venne modificata con l'introduzione del rosone in sostituzione di quest'ultima.

## 3. Rilievo Tecnico di elementi strutturali in legno di strutture esistenti

### 3.1 Introduzione

In questo capitolo si andrà ad analizzare quali sono i primi passi da muovere nella valutazione preventiva dello stato di fatto di una struttura esistente, ancor prima di poter pensare alla tipologia d'intervento da attuare per rinforzare la struttura stessa e garantire un maggiore livello di sicurezza. Si farà riferimento soprattutto alle condizioni in cui si trovano i solai presenti nel campanile della Collegiata di Santa Maria della Scala, i sono risultati a tratti marci e sconnessi rendendo poco sicura la salita al campanile.

### 3.2 Rilievo geometrico

In questa fase bisogna far riferimento alle indicazioni che vengono fornite dalle normative, in particolare si farà riferimento alle seguenti norme:

- la UNI 11138:2004 – “Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Criteri per la valutazione preventiva, la progettazione e l'esecuzione di interventi”;
- la UNI 11119:2004 – “Beni Culturali, Manufatti lignei, Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera “.

Il primo passo da muovere è sicuramente quello dell'analisi visiva, seguendo le indicazioni forniteci dalle norme tecniche, essa consiste nell'osservare la struttura dal punto di vista globale e dal punto di vista locale, facendo riferimento ad ogni singolo componente strutturale, al fine di raccogliere tutte le informazioni necessarie ai fini dell'indagine. Le condizioni necessarie affinché l'analisi possa essere svolta sono:

- accessibilità: condizione più importante per svolgere l'indagine;
- pulizia: riguarda lo stato di nettezza in cui si trovano le superfici lignee;
- illuminazione.

Supponendo che tutte le condizioni siano rispettate, le norme indicano le grandezze da acquisire nel coro dell'indagine, le quali sono:

- dimensioni e forma degli elementi;
- particolarità geometriche, che possono essere smussi o deformazioni;
- posizione di eventuali collegamenti con altri elementi;
- particolarità di accrescimento ovvero posizione del midollo, irregolarità quali biforcazioni, sciabolature;
- tipo, posizione ed estensione dei principali difetti;
- descrivere le zone critiche, definite dalla norma nel seguente modo: la parte dell'elemento ligneo con dimensione parallelamente a quella massima dell'elemento non minore di 150

- mm, che per difettosità, posizione, stato di conservazione e/o stato di sollecitazione definito attraverso un'analisi statica, sia giudicata come rilevante ai fini della diagnosi;
- altre caratteristiche ritenute influenti sulla capacità portante dell'elemento quali ad esempio la presenza di trattamenti superficiali preservanti o igniritardanti.

### 3.3 Principali difetti negli elementi lignei

La presenza di difetti negli elementi in legno è una cosa assai comune e deriva soprattutto da cause naturali, quindi è di fondamentale importanza saper riconoscere e classificare tali difetti al fine di saper individuare l'incidenza che essi hanno sulle proprietà meccaniche e di resistenza degli elementi strutturali.

#### 3.3.1 Fessure da ritiro

La presenza di fessure da ritiro è un fenomeno da ritenersi del tutto fisiologico negli elementi in legno ed è dovuto al fatto che esso è un materiale fortemente idrofilo, cioè un materiale che riesce a legarsi con l'acqua e trattenerla. Per questo motivo il legno subisce una continua variazione del suo contenuto d'acqua, questo fenomeno si verifica sia in fase di lavorazione, il legno viene tagliato e lasciato a essiccare (stagionatura), sia quando si trova in servizio.

In quest'ultima fase, la variazione del contenuto d'acqua è dovuta alla variazione di umidità dell'ambiente circostante, quindi l'elemento perde ed assorbe acqua seguendo dei cicli.

Le fessure di ritiro nascono proprio in queste fasi, dovute alla continua variazione di umidità, esse sono fessure che in genere seguono la direzione di fibratura e, guardando ad una sezione trasversale, esse hanno un profilo a "V", come si può vedere dalle figure successive.



Figura 3.3. Fessurazione da ritiro

Sia la dimensione che il numero di fessure sono funzione della percentuale di umidità dell'ambiente circostante e, da come si può vedere dalla figura, la fessura può raggiungere il midollo. Il contenuto d'acqua nell'elemento può variare anche in un ampio range ma comunque questo non incide tanto sulle proprietà meccaniche dell'elemento strutturale che presenta fessure da ritiro, inoltre, a favore di sicurezza, i valori di resistenza forniti dalle norme tengono già conto della presenza di questo tipo di difetto.

Dall'altro lato, possono nascere dei problemi quando è presente una forte deviazione della direzione delle fibre rispetto all'asse longitudinale della trave, in questo caso maggiore sarà la deviazione della

fibra maggiore sarà la deviazione della fessura con una conseguente riduzione della resistenza meccanica dell'elemento.

Detto ciò, la presenza di questo tipo di fessure può essere accettata entro limiti più tosto ampi, al contrario bisogna evitare eventuali riempimenti o ricuciture che possono creare stati di coazione pericolosi nella trave.

### 3.3.2 Fessure da rilascio tensionale

Questo tipo di fessure, a differenza delle precedenti, non segue la direzione di fibratura ma si sviluppano in direzione trasversale alla direzione del fusto. Questo tipo di fessure sono pericolose e rendono inutilizzabile l'elemento. Fortunatamente esse appaiono subito dopo l'abbattimento dell'albero, durante il periodo di stagionatura, perciò sono facilmente visibili permettendo di scartare gli elementi con aperture molto accentuate.

### 3.3.3 Legno di reazione

Il legno di reazione proviene da alberi che sono sottoposti a carichi asimmetrici, i quali generano l'ovalizzazione della sezione con conseguente eccentricità del midollo ed eccessiva deviazione della fibratura. Elementi di questo tipo sono soggetti a elevato ritiro, rispetto ad elementi con fibratura standard, che genera elevate tensioni interne, le quali, in alcuni casi, causano la rottura della trave.

### 3.3.4 Nodi

I nodi nelle travi di legno sono generati da rami che vengono inglobati nella fase di accrescimento del fusto. Essi possono rappresentare punti di debolezza lungo le travi perché generano una variazione della direzione della fibratura. Le indicazioni delle norme tecniche, in riferimento all'attività di rilievo, sono incentrate sulle dimensioni del nodo, sulla presenza o mancanza di esso, quindi un'eventuale discontinuità nella trave; e sulla possibile esistenza di aggregazioni di nodi.



*Figura 3.4. Nodo*

### 3.3.5 Cipollature

Questo tipo di difetto si verifica quando si verifica un distacco tra due anelli di accrescimento consecutivi. La cipollatura è un difetto abbastanza grave che può ridurre notevolmente la capacità portante dell'elemento strutturale, infatti la norma prevede severi criteri di accettabilità. Il distacco può essere parziale, a mezza luna o completo.



Figura 5.3. Cipollatura

### 3.4 Rilievo del degrado

La norma di riferimento è la UNI 11130:2004 "Beni culturali. Manufatti lignei. Terminologia del degradamento del legno" fornisce le seguenti definizioni:

- degradamento: (sinonimo: degrado) modificazione del legno, di diversa origine, che in qualsiasi modo ne peggiora le caratteristiche.
- degradamento abiotico: degradamento causato da agenti sia chimici sia fisici (come luce solare, vento, umidità, temperatura).
- degradamento biotico: degradamento causato da agenti biologici (funghi, insetti, batteri, organismi marini)

Ora si vanno ad analizzare brevemente i diversi tipi di degrado.

#### 3.4.1 Degradamento abiotico: umidità

L'umidità è una delle cause principali che portano al degrado del legno e diventa la più importante in caso di elementi in legno strutturale.

Questo problema scaturisce dalla natura igroscopica del materiale, che tende a scambiare umidità con l'ambiente circostante e di trattenerla sotto forma liquida. Dopo l'abbattimento il fusto presenta valori di umidità che possono arrivare anche al 300%, segue la stagionatura in cui l'acqua viene persa e si formano le fessure da ritiro fino ad un valore di umidità convenzionale fissato al 30% che viene detto "punto di saturazione cellulare", in cui si ha riduzione del volume e presenza, appunto, di fessure.

L'umidità del legno può essere ricavata dall'applicazione della seguente relazione:

$$U = \left( \frac{P - P_0}{P_0} \right) \cdot 100 \quad (3.1)$$

dove:

$P$  = peso umido del legno

$P_0$  = peso anidro del legno

quindi la relazione non è altro che il rapporto percentuale tra l'acqua contenuta in un segmento di legno e il peso anidro del segmento stesso. Questo tipo di misura è una misura di tipo diretto ed è

descritta dalla norma UNI EN 13183-1 “Umidità di un pezzo di legno segato - Determinazione tramite il metodo per pesata”, che consiste nell’isolare un campione umido e pesarlo, quindi inserirlo in una stufa ventilata e termostata con temperatura fissata  $103\text{ C}^{\circ}\pm 2\text{ C}^{\circ}$  che secca il provino e lo porta alla condizione anidra e in fine si applica la formula prima elencata.

Le norme prevedono anche dei metodi indiretti di misura dell’umidità, questi sono molto usati perché hanno il grande vantaggio di non essere distruttivi e quindi di facile applicabilità nelle strutture in opera. Le norme di riferimento sono:

- UNI EN 13183-2 Umidità di un pezzo di legno segato - Stima tramite il metodo elettrico;
- UNI EN 13183-3 Umidità di un pezzo di legno segato - Parte 3: Stima tramite il metodo capacitativo.

Il primo metodo si basa sul concetto che il legno non è un buon conduttore di elettricità e la sua resistività elettrica dipende dal grado di umidità, quindi degli elettrodi vengono posizionati lungo la trave al fine di misurare la resistività poi da questa si ricava la percentuale di umidità.

Il secondo metodo si basa sulla misura della costante dielettrica tramite degli strumenti che sono chiamati misuratori a capacità, i quali sono costituiti da una testa porta elettrodi da appoggiare o semplicemente avvicinare sulla superficie della trave, per tanto questo risulta un metodo di facile applicazione.

### 3.4.2 Degrado biotico

Il legno è un materiale particolarmente sensibile all’attacco di organismi viventi che trovano in esso un rifugio o una fonte diretta o indiretta di nutrimento. Esso è un materiale completamente biodegradabile, questa è una caratteristica ottima dal punto di vista dell’impatto ecologico ma cattiva quando il materiale è impiegato nel campo strutturale.

### 3.4.3 Muffe e funghi

Le muffe non recano danni strutturali nelle travi, basta rimuoverli tramite trattamenti superficiali e successiva spazzolature.



*Figura 3.6. Muffa*

Il discorso è diverso per i funghi, essi possono essere della famiglia dei basidiomiceti e dei ascomiceti, ma comunemente sono detti carie. I funghi appartenenti alla famiglia dei basidiomiceti sono i più

diffusi, essi demoliscono la cellulosa per poi nutrirsi. I funghi appartenenti a questa famiglia si distinguono in carie “brune” e carie “bianche”. Le prime danno vite a fessurazioni in direzione trasversale e longitudinale, creando un reticolo, e interessano solo la parte esterna della trave, le seconde conferiscono al legno un aspetto fibroso con colorazione chiara della superficie.

Entrambi i tipi di carie rappresentano un punto di debolezza locale, dal punto di vista meccanico per la trave. Strutture soggette ad attacchi di questo tipo sono difficili da sanare per questo motivo il degrado da funghi è il più preoccupante.



Figura 3.7. Funghi

#### 3.4.4 Insetti

Questo tipo di attacco è meno pericoloso rispetto a quello dovuto ai funghi, gli insetti attaccano il legno scavando dei fori nell'alburno (corona esterna della trave) e lasciando del “rosume”, un insieme di polvere di legno ed escrementi) quando si trovano nello stato di larve perché attratti dalle sostanze zuccherine presenti nel legno, di cui si nutrono.

Dal punto di vista diagnostico, risulta importante andare ad osservare il numero, la posizione e il diametro di questi fori. Anche se visivamente si nota un numero modesto di fori, questo non significa che l'attacco sia meno grave perché la profondità dei fori può essere profonda.

Le principali famiglie d'insetti sono i Coleotteri e gli Isotteri. Nella prima famiglia troviamo il Capricorno delle case (*Hilotrupes baiulus*), esso scava nei piccoli fori che sono detti di “sfarfallamento”, nei quali si trova il rosume, che sono usati nella fase conclusiva della sua vita quando fuoriesce dall'elemento attaccato.

Nella famiglia degli Isotteri troviamo la Termite sotterranea (*Reticulitermes lucifugus*) e la Termite del legno secco (*Kalotermes flavicollis*). Questi insetti si aggregano in colonie e attaccano il legno senza creare fori di sfarfallamento e rosume, quindi ci si accorge della presenza delle Termiti solo quando il legno risulta completamente degradato.



Figura 3.8. Degrado dovuto ad attacco d'insetti

### 3.5 Rilievo dei solai appartenenti al campanile della chiesa di Santa Maria della Scala in Moncalieri

In questa parte si andrà ad analizzare lo stato attuale in cui si trovano gli impalcati del campanile al fine di capire se sia necessario un eventuale intervento di consolidamento statico atto a migliorare il comportamento strutturale del campanile in seguito ad un'eventuale azione sismica.

Come si può apprendere da indagini passate svolte sul campanile, le criticità principali che sono emerse sono:

- solai pericolanti in quanto marci e intrisi di umidità;
- lesione passante tra la struttura della torre campanaria e il corpo principale della chiesa.

Il campanile è adiacente alla facciata della chiesa, nel dettaglio all'incrocio tra Via Cotta e Via Principessa Maria Clotilde. Esso ha una pianta che si può assumere circa rettangolare, con lati  $\approx 4,3 \times 3,9$  m.



Figura 3.9. Collegiata di Santa Maria della Scala

#### 3.5.1 Rilievo geometrico dei solai

L'accesso al campanile è possibile da una piccola porta situata all'inizio della navata che dà su Via Principessa Maria Clotilde, la stessa che consente di arrivare all'organo.

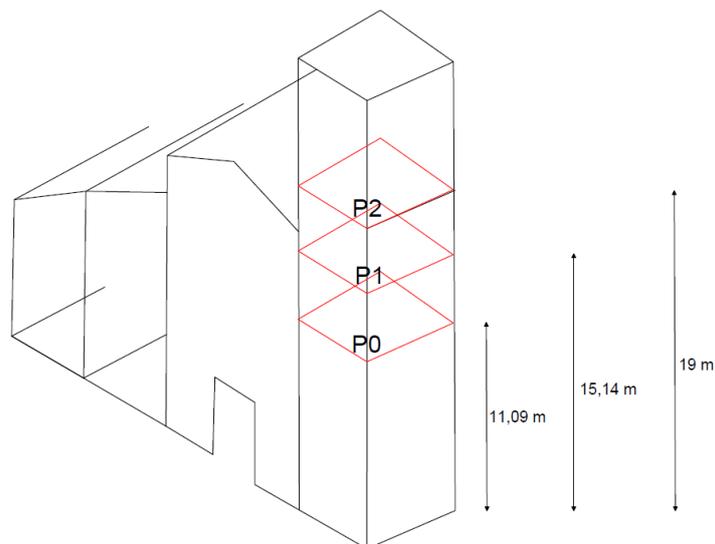


Figura 3.10. Quote solai del campanile

Il campanile presenta tre impalcati. Il primo solaio che s’incontra ha uno schema statico a doppia orditura in cui vi sono cinque travi secondarie, le quali poggiano su una trave principale.

- Dimensioni trave Principale:  $h \approx 28$  cm,  $b \approx 23$  cm;
- Dimensioni trave secondaria:  $h \approx 28$  cm,  $b \approx 18$  cm.



Figura 3.11. Solaio P0

Le travi secondarie non risultano avere tutte delle stesse dimensioni ed alcune di esse non hanno entrambe le estremità alloggiate nelle murature, in particolare la trave numero quattro all’estremo che dà su Via Principessa Clotilde. La trave principale, invece, non risulta avere tutte e due le estremità ben ammortate alle murature. Come si può notare dalla figura precedente e da quella seguente, è presente una discontinuità nella terza trave secondaria ripresa da un piccolo elemento in legno che collega le due parti separate della trave.



*Figura 3.12. Particolare del solaio P0*

Questa particolarità risulta sicuramente essere un elemento di debolezza in quanto si verifica una forte riduzione locale della sezione resistente. Un'ulteriore discontinuità è presente nell'ultima trave secondaria, come si può notare dalla prima figura, per far spazio al vano scala. Sopra le travi secondarie poggia il tavolato.

Il secondo solaio presenta uno schema statico equivalente a quello del primo, con 5 travi secondarie e una principale, aventi dimensioni molto simili a quelle del primo solaio, fanno eccezione le travi secondarie che hanno una larghezza di base di circa 28 cm.



*Figura 3.13. Solaio P1*

Anche in questo solaio è presente una discontinuità in una delle travi secondarie, in particolare la seconda. In questo caso, il collegamento è assicurato da una trave in legno più piccola, come si può vedere dalla figura, che da un lato è alloggiata nella muratura e dall'altro poggia sulla trave principale.



*Figura 3.14. Particolare del solaio P1(sx) e mancanza del tavolato (dx)*

Dalle immagini si può notare la metodologia di collegamento e la presenza di un elemento diagonale di legno che sostiene la parte più piccola della trave originaria.



*Figura 15. Particolare del solaio P1*

In questo piano è alloggiato uno stanzino in cui è collocato il meccanismo dell'orologio, figura.



*Figura 3.16. Meccanismo dell'orologio*

Quindi su questo solaio grava il peso ulteriore di un setto in muratura creato per delimitare lo stanzino, come si può osservare dalla figura seguente.



*Figura 3.17. Scala per accedere al solaio P2*

In fine il tavolato risulta mancante in più punti da come si può notare dalle immagini precedenti.

Il terzo solaio presenta uno schema statico diverso dagli altri due travi principali che sostengono quattro travi secondarie che sono la base d'appoggio, a loro volta, di un sistema di travi verticali e orizzontali che sostengono le campane.



*Figura 3.18. Solaio P2*

Come si può notare dalla figura, le travi secondarie del terzo solaio presentano una sezione maggiore rispetto a quelle degli altri due impalcati, probabilmente perché su di esso grava un peso maggiore dato dalla presenza di tre grosse campane, questo giustificerebbe pure la scelta di un sistema con due travi principali esclusivo solo di questo solaio.

- Dimensioni trave Principale:  $h \approx 30$  cm,  $b \approx 30$  cm;
- Dimensioni trave secondaria:  $h \approx 20$  cm,  $b \approx 48$  cm.



*Figura 3.19. Campana*

Guardando, ora, alle connessioni delle travi con la muratura si può notare dall'immagini seguenti che le travi secondarie non risultano ammorsate all'interno della muratura, ma poggiano su parallelepipedi che si alzano dalla muratura stessa, realizzati con lo stesso materiale delle pareti.



*Figura 3.20. Particolare appoggio della trave secondaria (sx) e scala d'accesso al solaio P2 (dx)*

Se si guarda alla connessione delle travi principali con la muratura, si può notare un'altra particolarità, infatti le travi poggiano prima su una rientranza della muratura e successivamente entrano all'interno del setto. Le due travi principali sono legate da un piccolo elemento trasversale in legno connesso ad esse tramite intaglio e chiodatura. Inoltre è presente un altro piccolo elemento in legno (parallelo alle travi secondarie) che collega una trave principale con la muratura, come si può vedere in figura.



*Figura 3.21. Collegamento tra le travi principali*



*Figura 3.22. Collegamento tra la trave principale e la muratura*

Il tavolato risulta essere completo ed in buone condizioni.



*Figura 3.23. Tavolato del solaio P2*

Si passa adesso alla descrizione del sistema di copertura. Tale sistema è formato da 4 catene in legno che poggiano sulla copertura esterna, una catena centrale orientata parallelamente alla facciata principale, quattro diagonali che conferiscono la forma della copertura più due di supporto.



*Figura 3.24. Copertura del campanile*

### 3.5.2 Rilievo del degrado

In questa parte del lavoro si andrà ad analizzare ciò che emerso dall'ispezione visiva condotta presso il campanile della Collegiata. Si procederà come fatto nei paragrafi precedenti andando ad analizzare singolarmente i singoli impalcati. Per una descrizione geometrica e del degrado più esaustiva sono fornite in allegato le tavole T1, T2, T3.

Partendo dal primo solaio, si nota che la trave principale risulta essere fessurata in più porzioni, tali fessure sono dovute al ritiro, in quanto risultano essere parallele alla fibratura, inoltre le fibre risultano essere deviate in alcuni punti.



*Figura 3.25. Fessurazione da ritiro nella trave principale del solaio P0*

Lo stato di degrado delle travi secondarie risulta essere più avanzato rispetto a quello della trave principale. I problemi più grossi si riscontrano nella trave numero 3, nella quale compaiono fessure di ritiro molto profonde, una fessura vicino l'appoggio molto inclinata, fibratura irregolare e attacchi di funghi e insetti.



*Figura 3.26, Trave secondaria numero 3, fessura quasi trasversale, caria bianca*



*Figura 3.27. Incrocio trave secondaria numero 3 con trave principale, caria bruna nella secondaria e fessura di ritiro nella principale*

Le altre travi risultano essere tutte affette da fessure da ritiro. Quindi bisognerebbe sostituire la trave secondaria numero tre che si trova in uno stato di degrado molto avanzato, inoltre essa è la trave affetta da discontinuità, quindi già fonte di debolezza dal punto di vista strutturale. Lo stesso discorso vale per l'assito, infatti esso risulta essere deteriorato e in alcuni punti si può notare una forte riduzione delle sezioni delle tavole che lo costituiscono.



*Figura 3.28. Degrado nel tavolato del solaio P1*

Si passa, adesso, al secondo solaio. Dall'immagine seguente si può notare come la trave principale mostri delle fessure da ritiro molto estese e profonde, segno che ha subito molti cicli di assorbimento e essiccamento, inoltre mostra anche nodi grandi, fibratura deviata, muffa e attacco da insetti.



*Figura 3.29. Fessurazione da ritiro sulla trave principale del solaio P1*

Passando alle travi secondarie si riscontrano delle criticità nella terza e nella quarta. Si analizza la quarta, essa presenta le solite fessure da ritiro, attacco da insetti e nodi grandi.



*Figura 3.30. Attacco da insetti nella trave secondaria n. 4 del solaio P1*

La terza trave secondaria è affetta da fessure da ritiro, muffa e una carie bianca e, inoltre, è soggetta a un problema di tipo strutturale, in quanto l'estremità che poggia sulla muratura adiacente alla navata di Via Principessa Maria Clotilde non risulta ben ammortata.



*Figura 3.31. Degrado nelle travi secondarie del solaio P1*

Per il secondo solaio valgono le stesse considerazioni fatte per il primo, infatti bisognerebbe sostituire la trave numero quattro, che risulta essere anche fonte di discontinuità strutturale, e completamente il tavolato, il quale si trova in condizioni molto peggiori rispetto all'assito del primo impalcato. Si ricorda in fine che questo solaio sopporta il peso del setto in muratura costruito per ospitare il meccanismo dell'orologio e quindi anche il peso del meccanismo stesso, perciò è bene prestare particolare attenzione a questo impalcato, considerando l'entità del carico che grava su di esso.

Il terzo solaio risulta essere in condizioni migliori rispetto i primi due. Tutte le travi presentano delle fessure da ritiro che in questo caso hanno un'estensione e profondità minore. Spicca una carie bianca nell'appoggio della trave secondaria numero tre, come si può notare dall'immagine seguente, accompagnata da una fessura molto inclinata.



*Figura 3.32. Caria bianca e fessurazione irregolare nella trave secondaria n. 3 del solaio P2*

In fine, il difetto che si è riscontrato in tutte le travi è quello delle fessure da ritiro dovuto ai cicli di cambiamento dell'umidità interna a cui sono sottoposti tutti gli elementi strutturali. Questa forma di degrado è dovuta sicuramente alle acque piovane, le quali riescono facilmente a fare accesso al campanile tramite le aperture presenti sulle pareti della torre e a depositarsi sugli impalcati. La marcata esposizione alle acque piovane ha sicuramente contribuito alla presenza di attacchi da parte di funghi, infatti essi attaccano il legno quando la percentuale di umidità interna del materiale supera il 20% e riescono a mantenere una certa quantità d'acqua all'interno dell'elemento ligneo per sopravvivere. Per quanto riguarda i tavolati, si può pensare di sostituirli con pannelli, fissati alle travi esistenti con viti auto-filettate, che assicurino in primis una certa omogeneità della copertura, che non risulta esserci nel secondo solaio ad esempio, e a garantire un incremento della rigidità del piano che significherebbe un miglioramento del comportamento strutturale nei confronti di azioni orizzontali come vento o sisma.

La metodologia con cui si sono svolte le indagini per la verifica dello stato attuale in cui si trovano gli impalcati della torre campanaria si è basata solo su semplici osservazioni visive. Per avere un quadro più completo sarebbe meglio eseguire delle prove di tipo invasivo tramite semplici strumenti che permettano di acquisire informazioni più dettagliate per quando riguarda le condizioni delle testate, l'influenza dei fori causati dagli insetti, presenza di eventuali cipollature, ecc.

## 4. Parametri dei materiali

### 4.1 Introduzione

Il modello agli elementi finiti della Collegiata di Santa Maria della Scala è stato realizzato tramite il software *midas*. In particolare, la realizzazione del modello si è svolta in due fasi. La prima fase ha riguardato la modellazione geometrica tramite il software *midas FX+*, a partire dal rilievo laser scanner della collegiata. La seconda fase ha riguardato la creazione del modello FEM vero e proprio tramite il software *midas gen*.

### 4.2 Livelli di conoscenza e caratterizzazione meccanica dei materiali

Al fine di svolgere una corretta caratterizzazione dei materiali si fa riferimento alla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, nella quale vengono fornite le indicazioni utili per la fase preliminare di studio delle strutture in muratura.

Nel capitolo 8 dell'Appendice , in prima battuta, si pone attenzione al rilievo geometrico della struttura, in modo da riuscire a distinguere tutti gli elementi che la costituiscono, come volte o impalcati orizzontali, eventuali nicchie o canne fumarie e la tipologia delle fondazioni. Inoltre, è necessario eseguire anche un rilievo dello stato fessurativo della struttura e cercare di capire quali fenomeni hanno portato alla formazione di tali lesioni.

Una volta rilevata la geometria della struttura, il capitolo C8A.1.A.2 pone l'attenzione sui dettagli costruttivi. Questi devono essere analizzati in modo da riuscire a valutare la qualità e l'efficacia degli stessi. I dettagli d'analizzare sono di seguito riportati:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano
- 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.

Conclusa la fase di valutazione dei dettagli costruttivi, si passa allo studio del materiale. In prima battuta si analizzano la tipologia e le dimensioni caratteristiche dei mattoni, in seguito la tessitura degli stessi, ed infine si analizza il giunto di malta, in termini geometrici, meccanici e dello stato di conservazione. Queste analisi vengono svolte tramite indagini ed in base all'accuratezza di queste viene calcolato il fattore di confidenza.

Le indagini vengono distinte in tre categorie:

- Indagini in situ limitate: sono indagini di tipo visivo, quindi non invasive. In presenza d'intonaco è possibile rimuoverlo per un'area di 1mx1m per valutare la dimensione dei mattoni, la tessitura e la qualità del giunto di malta. È buona norma rimuovere l'intonaco in corrispondenza di un angolo in modo da valutare anche l'ammorsamento tra le pareti.
- Indagini in situ estese: Le prove descritte precedentemente vengono svolte in maniera sistematica, prelevando saggi interni ed esterni per ogni tipologia di muratura. Inoltre si possono svolgere prove con martinetto piatto e doppio e di caratterizzazione della malta.
- Indagini in situ esaustive: le prove sono uguali a quelle precedenti, ma sono svolte in numero maggiore in modo da riuscire a caratterizzare i valori di resistenza meccanica dei materiali. Tali prove possono essere svolte sia in situ che in laboratorio.

In base alla quantità e alla qualità dei rilievi viene assegnato un livello di conoscenza. I livelli di conoscenza sono tre:

- LC1: in caso di indagini in situ limitate sia su dettagli costruttivi che proprietà dei materiali;
- LC2: in caso di indagini estese ed esaustive per i dettagli costruttivi e solo esaustive sulle proprietà dei materiali;
- LC3: in caso di indagini estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini esaustive sulla proprietà dei materiali.

Le indicazioni sul calcolo del fattore di confidenza vengono fornite dalla Circolare n.26/2010 fornita dal MIBAC (4.2). Esso viene calcolato come somma di una serie di coefficienti parziali in funzione delle indagini eseguite sulla struttura. I valori dei coefficienti parziali vengono forniti dalla tabella 4.1 della circolare. Il fattore di confidenza viene ottenuto con la formula seguente:

$$F_{ck} = 1 + \sum_{i=1}^4 F_{ck} \quad (4.1)$$

Di seguito la tabella 4.1.

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0.05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0$	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storigrafiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.03$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0$

Figura 4.1. Tabella 4.1 della Circolare 26/2010

I parametri di resistenza e deformabilità dei materiali vengono scelti dalla Tabella C8A.2.1 del capitolo C8A.2.

Tipologia di muratura	$f_m$	$t_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	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 squadriati	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	

Figura 4.2. Tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 del 2 febbraio 2009

La Tabella C8A.2.1 mostra i valori massimi e minimi dei parametri e tali valori sono riferiti a murature con malte scadenti e giunti sottili. La scelta dei valori viene fatta in funzione del livello di conoscenza acquisito, come indicato di seguito:

- LC1: valori minimi per le resistenze e medi per i moduli elastici;
- LC2: valore medio sia per resistenze che moduli elastici;
- LC3:
  - In presenza di tre o più valori sperimentali di resistenza si utilizzerà la media dei risultati delle prove. Per quanto riguarda i moduli elastici si considera la media delle prove o la media dei valori forniti in tabella.
  - In presenza di due valori sperimentali di resistenza si valuta se il valore medio delle prove ricade nell'intervallo fornito dalla tabella, in quel caso si utilizza il valore medio fornito dalla Circolare; se il valore sperimentale risulta maggiore dell'estremo superiore della tabella, si utilizza quest'ultimo; se inferiore all'estremo inferiore si assume il valore sperimentale.
  - In presenza di un solo valore sperimentale si assume il valore medio fornito dalla tabella nel caso il valore sperimentali ricada all'interno di tale intervallo.

Nel caso di questo lavoro di tesi, si è assunto un livello di conoscenza LC2. Tale scelta è giustificata la dal rilievo geometrico eseguito tramite laser scanner, analisi con georadar per l'ispezione delle

fondazioni e l'esecuzione di due prove con martinetto piatto e una prova con martinetto piatto doppio. Alla luce di queste assunzioni si è scelta la categoria "Muratura in mattoni pieni e malta di calce".

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciosoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitano 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	

Figura 4.3. Tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 del 2 febbraio 2009, scelta del materiale

Ne consegue che i parametri della muratura sono i seguenti:

$$f_m = 320 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_0 = 7,6 \text{ N/cm}^2$$

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

$$G = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Scelta la tipologia di muratura dalla tabella, in questo caso, si può fare un confronto con i risultati ottenuti dalle prove al martinetto. Le indagini sono state fatte alla base del campanile su via Clotilde e sulla base della parete esterna della sacrestia verso il cortile interno. Dalle prove sono emersi i seguenti valori del modulo elastico:

$$E = 2910 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 3650 \text{ N/mm}^2$$

Conseguentemente, nella modellazione FEM, si è scelto di considerare il valore minimo ottenuto dalle prove e non quello fornito da tabella in quanto troppo basso.

Definiti i parametri resistenza, la Circolare n.617 del 2 febbraio nel 2009 consente di modificare quest'ultimi tramite l'applicazione di coefficienti correttivi indicati in tabella C8A2.2.

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 parametro 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

\* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Figura 4.4. Tabella C8A2.2 Circolare n. 617 del 2 febbraio del 2009

Dalle prove al martinetto effettuare nelle nei punti precedentemente indicati, è emerso che il modulo elastico effettivo della muratura risulta superiore a quello indicato dalla tabella C8A.2.1. A favore di sicurezza si è deciso di assumere per la costruzione del modello agli elementi finiti il valore minimo di modulo elastico tra i due ottenuti dalle prove, quindi è lecito incrementare la resistenza della malta attraverso un coefficiente correttivo pari a 1,5.

Si passa adesso alla descrizione dei pilastri, i quali sono dotati di sacco interno, per questo si è deciso di assumere un valore del modulo elastico medio da inserire nel modello. Le colonne hanno un'altezza media di 6,22 m e, partendo dalla fondazione, vi è per il primo metro un riempimento con ciottoli a grana fine, invece, per i 5,22 m rimanenti, è presente un riempimento con ciottoli a grana grossa. Queste considerazioni vengono fatte alla luce dei rilievi georadar eseguite su un pilastro. Nella tabella seguente vengono riportati i valori medi calcolati.

	Altezza	Area in pianta	Volume	Densità	Densità media	Modulo elastico	Modulo elastico medio
	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[MPa]
Riempimento a tessitura fine	1	1.55	1.55	19	19.41	1020	1267
Riempimento a tessitura grossolana	5.22	1.55	8.09	20		1230	
Muratura in mattoni	6.22	0.47	2.92	18		1500	

Figura4.5. Calcolo del modulo elastico medio dei pilastri.

Di seguito il calcolo del fattore di confidenza FC:

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{Ct} = 0.05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{Ct} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{Ct} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{Ct} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{Ct} = 0$	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{Ct} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{Ct} = 0.06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{Ct} = 0.03$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{Ct} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{Ct} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{Ct} = 0$

Figura 4.6. Tabella 4.1 della Circolare 26/2010

$$F_c = 1 + 0 + 0.06 + 0.12 + 0.06 = 1.24$$

Ottenuto  $F_c$ , vengono riportate le resistenze di progetto delle murature secondo la formulazione indicata dalla Circolare n.617 nel capitolo C8.7.1.5:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot F_c} \quad (4.2)$$

Dove:

- $f_d$  è il valore di resistenza per le verifiche
- $f_m$  è il valore di resistenza definito come descritto in precedenza
- $\gamma_m$  è il coefficiente parziale di sicurezza, pari a 2 per analisi dinamiche e 3 per analisi statiche.

Per la resistenza a taglio di progetto viene utilizzata la formulazione medesima andando a sostituire la resistenza media a compressione con quella media a taglio.

$$f_d = \frac{3.2 \left[ \frac{N}{mm^2} \right]}{3 * 1.24} = 0.86 \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$$

$$\tau_d = \frac{0.076 \left[ \frac{N}{mm^2} \right]}{3 * 1.24} = 0.020 \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$$

In fine si riportano i parametri di resistenza e deformabilità dei materiali di riempimento dei pilastri.

Parametri riempimento con ciottoli a grana grossa dei pilastri:

$$f_m = 250 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_0 = 4,3 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1230 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 390 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

Parametri riempimento con ciottoli a grana fine dei pilastri:

$$f_m = 140 \text{ N/cm}^2$$

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

$$E = 1020 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 290 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

## 5. Modello FEM della Collegiata

### 5.1 Azioni sulla struttura

Il calcolo delle azioni gravanti sulla struttura si è svolto secondo le prescrizioni indicate dalle NTC08, per quanto riguarda il peso proprio della struttura, invece, esso è calcolato in automatico dal software *midas gen* a partire dal peso specifico della muratura.

#### 5.1.1 Carico della copertura

Il carico della copertura è stato diviso in due contributi: il carico prodotto dai listelli e tegoli e il carico della struttura in legno (capriate, colmo e falsi puntoni). Per entrambi è stato scelto un valore medio di 9,80 KN/m<sup>2</sup>. Siccome il modello FEM della copertura è stato realizzato in un secondo momento, come modello a sé, il carico della copertura nel modello della collegiata è stato applicato come carico distribuito sui macroelementi longitudinali. I macroelementi trasversali sono elementi di ripartizione in quanto la copertura scarica direttamente sugli elementi longitudinali, fatta eccezione di alcuni punti localmente.

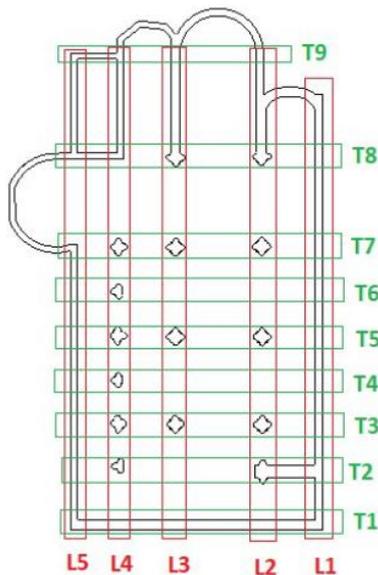


Figura 5.1. Pianta della Collegiata con distinzione dei macroelementi

#### 5.1.2 Carico della neve

Il carico della neve viene calcolato tramite la formula 3.3.7 delle NTC08, secondo la seguente formulazione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t \quad (5.1)$$

con

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [KN/m<sup>2</sup>]

$C_E$  coefficiente di esposizione pari a 1 (tabella 3.4.1 NTC08)

$C_t$  coefficiente termico pari a 1

$\mu_i$  coefficiente di esposizione

Per ottenere  $q_{sk}$  si fa riferimento alla formulazione 3.3.8 della NTC08, Zona I – Alpina ( $a_s = 255,57$ ):

$$q_{sk} = 1.39 * \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{728} \right)^2 \right] = 1.39 * \left[ 1 + \left( \frac{255.57}{728} \right)^2 \right] = 1.56 \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$$

Il coefficiente d'esposizione dipende dalla forma della copertura, che nel caso di studio è sia a due falde (navata centrale) che a una (navate laterali). Per tale motivo viene assunto un valore medio per il coefficiente. In fine il valore  $q_s$  è pari a  $0,98 \text{ KN/m}^2$  ed anch'esso viene distribuito sui macroelementi longitudinali.

### 5.1.3 Carico del vento

Per l'azione del vento si fa riferimento al capitolo 3.3 delle NTC08. La pressione cinetica viene calcolata secondo la formula 3.3.2:

$$p = q_b C_e C_p C_d \quad (5.2)$$

Con

- $q_b$  pressione cinetica di riferimento
- $C_e$  coefficiente di esposizione
- $C_p$  coefficiente di forma o aerodinamico
- $C_d$  è il coefficiente dinamico pari a 1

In prima battuta si calcola la pressione cinetica di riferimento come la formula 3.3.4:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (5.3)$$

Dove:

- $V_b$  velocità di riferimento del vento in m/s;
- $\rho$  densità dell'aria assunta costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ;

Il valore caratteristico di  $V_b$  viene calcolato tramite le relazioni 3.3.1 e la tabella 3.3.I., come segue:

$$V_b = V_{b0} \text{ per } a_s \leq a_0 \quad (5.4)$$

$$V_b = V_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m} \quad (5.5)$$

$a_s$  altitudine del sito rispetto il livello del mare.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Figura 5.2. Tabella 3.3.I delle NTC08

Per il caso considerato:

- $a_s = 255,7$  m
- $k_a = 0,010$
- $V_b = V_{b,0} = 25$  m/s<sup>2</sup>

Ne consegue che il valore della pressione cinetica è pari a 3,91 KN/m<sup>2</sup>.

Si passa al calcolo del coefficiente di esposizione secondo le relazioni 5.6 e 5.7:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln \frac{z}{z_0} * \left[ 7 + c_t * \ln \frac{z}{z_0} \right] \text{ per } z \geq z_{\min} \quad (5.6)$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \text{ per } z < z_{\min} \quad (5.7)$$

I parametri presenti nelle formulazioni sono ricavabili dalla tabella 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Figura 5.3. Tabella 3.3.II delle NTC08

La classe di esposizione viene definita in funzione della classe di rugosità del terreno e dell'altitudine del sito tramite la figura 3.3.2 delle NTC08.

ZONE 1,2,3,4,5							
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	500m	750m
A	--	IV	IV	V	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV	IV
D	I	II	II	II	III	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
 Categoria III in zona 5  
 \*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
 Categoria IV in zona 1

Figura 5.4. Figura 3.3.2 delle NTC08

Avendo scelto una classe di esposizione del terreno pari a B ne consegue una classe d'esposizione pari a IV. In fine bisogna calcolare il coefficiente di forma, combinando i coefficienti parziali in modo da ottenere la combinazione più gravosa di pressione/depressione agente sulla struttura.

$$C_p = C_{pe} + C_{pi} \quad (5.8)$$

Dove:

- $C_{pe}$  coefficiente aerodinamico per la pressione esterna;
- $C_{pi}$  coefficiente aerodinamico per la pressione interna;

I valori dei utilizzati sono i seguenti:

- $C_{pe} = +0,8$  per le pareti sopravvento;
- $C_{pe} = -0,4$  per le pareti sottovento;
- $C_{pi} = 0$  la struttura è stata considerata stagna.

Dato che il modello della collegiata non presenta la copertura, come precedentemente citato, il carico del vento è applicato con solo sugli elementi verticali, quindi con angolo d'inclinazione rispetto la verticale pari a 90°. Più avanti si vedrà come il discorso cambia quando verrà presentata la modellazione della copertura.

### 5.1.4 Azione Sismica

Per ottenere lo spettro di progetto previsto per Moncalieri si fa riferimento al foglio di calcolo Excel scaricabile dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

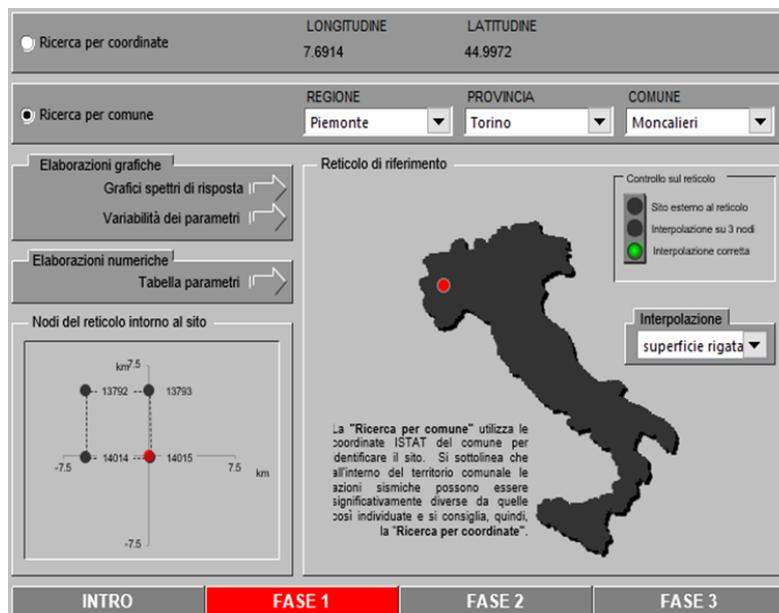


Figura 5.5. Individuazione del luogo geografico

Nella fase uno viene scelto il comune. Nella seconda si va ad inserire la vita nominale e il coefficiente d'uso della struttura, come si può notare dalla figura 11, pari rispettivamente a 50 anni e 1.



Figura 5.6. Fase 2

Si passa alla terza fase, nella quale bisogna inserire la tipologia dello spettro, nel caso di studio si considera uno spettro SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita), i parametri che caratterizzano la risposta sismica locale, categoria di sottosuolo scelta come B e categoria topografica scelta come T1, e il fattore di struttura.

Il fattore di struttura è definito nel capitolo 7.3.1 delle NTC08 come:

$$q = q_0 * K_R \quad (5.9)$$

con

- $q_0$  valore massimo del fattore di struttura funzione del livello di duttilità attesa, alla tipologia strutturale e il rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per la quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- $K_R$  è un coefficiente di riduzione che tiene conto della regolarità in altezza della costruzione, 0,8 per strutture non regolari in altezza e 1 per strutture regolari in altezza.

Nel caso di costruzioni muratura, per la definizione del valore di  $q_0$ , un aiuto è fornito dalla Tabella 7.8.I delle NTC08:

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$

Figura 5.7. Tabella 7.8.1 delle NTC08

Per il calcolo del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  si dovrebbe ricorrere ad un'analisi statica non lineare, qualora non fosse possibile si fa riferimento ai seguenti valori:

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$ ;
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$ ;
- costruzioni in muratura armata ad un piano  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ ;
- costruzioni in muratura armata a due o più piani  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$ ;
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ ;

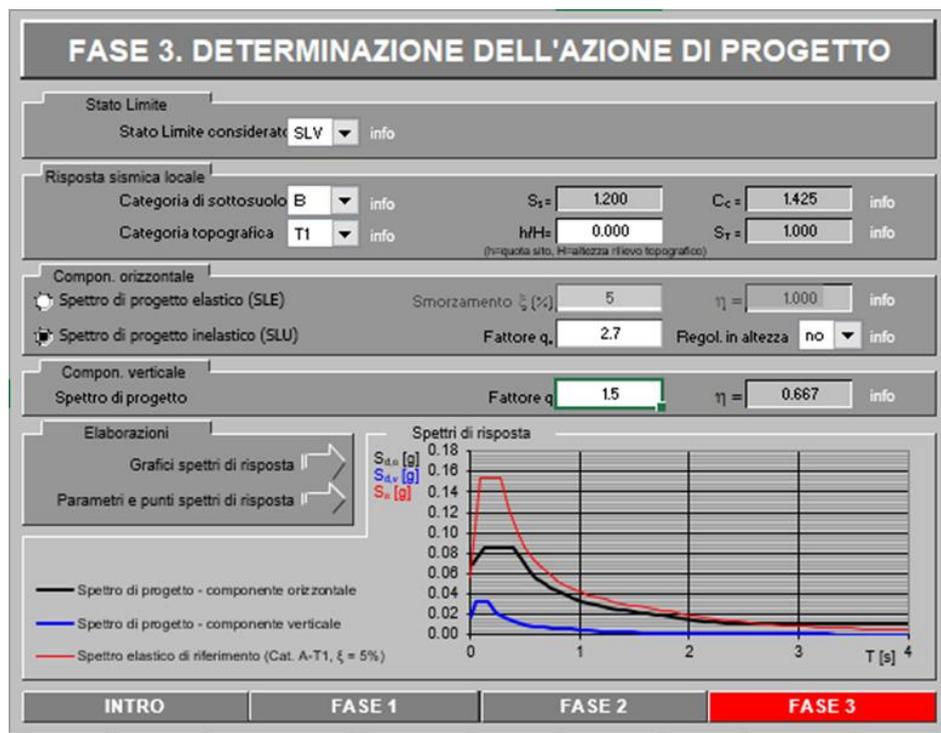


Figura 5.8. Fase 3

In fine si ottiene lo spettro di progetto e i relativi parametri da inserire nel modello FEM.

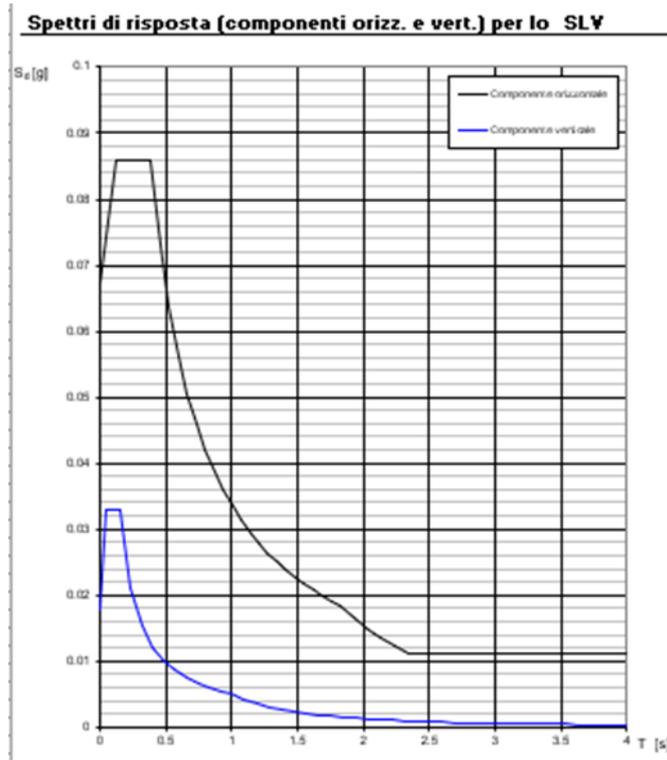


Figura 5.9. Spettro di progetto. In nero componenti orizzontali e in blu quelle verticali

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.056 g
$F_0$	2.766
$T_C^*$	0.274 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.425
$S_T$	1.000
$q$	2.160

### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	0.463
$T_B$	0.130 s
$T_C$	0.391 s
$T_D$	1.824 s

Figura 5.10. Parametri che definiscono lo spettro

## 5.2 Combinazione delle azioni

La combinazione delle azioni viene eseguita in automatico dal software *midas gen* andando a selezionare nell'apposito la voce Eurocodice 2. Le combinazioni usate per le successive analisi sono le seguenti.

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{q1} \times Q_{k1} + \gamma_{q2} \times \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{q3} \times \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (5.10)$$

Con

- $G_1$ : peso proprio delle strutture;
- $G_2$ : altri carichi permanenti portati;
- $P$ : valore caratteristico della precompressione;
- $Q_{1k}$ : valore caratteristico del carico variabile principale nella combinazione dei carichi in esame;
- $Q_{ik}$ : valore caratteristico delle altre azioni variabili indipendenti;

Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \times Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (5.11)$$

con

- $E$  azione sismica

Load Combinations

General   Steel Design   Concrete Design   SRC Design   Cold Formed Steel Design   Footing Design					
Load Combination List					
No	Name	Active	Type	Description	
▶ 1	gLCB1	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0Live Load)	
2	gLCB2	Active	Add	1.0D + 1.0(0.6Live Load) + 1.0(1.0)Rx	
3	gLCB3	Active	Add	1.0D + 1.0(0.6Live Load) + 1.0(1.0)Ry	
4	gLCB4	Active	Add	1.0D + 1.0(0.6Live Load) - 1.0(1.0)Rx	
5	gLCB5	Active	Add	1.0D + 1.0(0.6Live Load) - 1.0(1.0)Ry	
6	gLCB6	Active	Add	1.0D + (1.0Live Load)	
7	gLCB7	Active	Add	1.0D + (0.0Live Load)	
8	gLCB8	Active	Add	1.0D + (0.6Live Load)	
9	RC ENV	Active	Envelope	Concrete Strength Envelope	
10	RC ENV	Active	Envelope	Concrete Serviceability Envelope	
11	Push	Active	Add		
*					

Figura 5.11. Combinazioni su *midas gen*

## 5.3 Analisi dinamica lineare

In questo paragrafo vengono riportati brevi cenni teorici sull'analisi dinamica lineare e i risultati della stessa analisi applicati alla struttura in esame, in quanto questo tipo di analisi, come si vedrà nei capitoli seguenti, viene usata come base per la valutazione dell'efficacia degli interventi atti al miglioramento del comportamento sotto sisma della Collegiata.

### 5.3.1 Cenni teorici

L'analisi dinamica, paragrafo 7.3.3.1 delle NTC08, può essere divisa in tre step. Il primo step è finalizzato all'individuazione dei modi propri di vibrare della struttura in esame, attraverso la risoluzione del problema agli autovalori, che prende il nome di analisi modale. Per un sistema a più gradi di libertà, senza forzante né smorzamento, l'equazione delle oscillazioni libere si presenta nella seguente forma:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (5.12)$$

Con

- $[M]$  matrice delle masse in kg;
- $[K]$  matrice di rigidità;
- $\{u\}$  vettore degli spostamenti;

Le soluzioni dell'equazione differenziale saranno del tipo:

$$\{u\} = \{\psi\}\text{sen}(\omega t) \quad (5.13)$$

Andando a sostituire l'equazione precedente nell'equazione delle oscillazioni libere si ottiene l'equazione fondamentale della dinamica:

$$([K] - \omega^2[M])\{\psi\} = \{0\} \quad (5.14)$$

ponendo il determinante dell'equazione pari a zero, si arriva al classico problema agli autovalori:

$$\det([K] - \omega^2[M]) = \{0\} \quad (5.15)$$

La relazione precedente produce un polinomio di grado  $n$  (gradi di libertà della struttura) nell'incognita  $\omega^2$ , ovvero le pulsazioni al quadrato (autovalori del problema). Una volta ricavate le incognite, queste vengono sostituite nell'equazione fondamentale e si ottengono gli autovettori  $\{\psi\}$ , i quali rappresentano i modi di vibrare della struttura. Tali autovalori godono delle seguenti proprietà:

- sono linearmente indipendenti;
- sono ortogonali rispetto alle matrici di massa e rigidità;
- sono definiti a meno di una costante positiva;

La proprietà di ortogonalità è fondamentale in campo elastico lineare. Successivamente anche gli autovettori vengono normalizzati rispetto alla matrice delle masse diagonalizzata:

$$\{U\} = \frac{\{\psi\}}{\sqrt{\{\psi\}^T[M]\{\psi\}}} \quad (5.16)$$

Si passa al secondo step, che riguarda il calcolo degli effetti dell'azione sismica (spettro di progetto) per ciascun modo individuato. Si consideri, adesso, un sistema a più gradi di libertà, in assenza di smorzamento, soggetto ad una forzante:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (5.17)$$

con

- $-[M]\{\ddot{u}_g\}$  termine che rappresenta le forze di inerzia dovute all'accelerazione al suolo;

al fine di ottenere un numero n di equazioni indipendenti, si introducono le coordinate modali  $\{p\}$ , segue che le equazioni disaccoppiate saranno della seguente forma:

$$\ddot{p}_k + \omega_k^2 p_k = -\Gamma_k \ddot{u}_g \quad (5.18)$$

con

- k che identifica modo di vibrare considerato;
- $\Gamma_k$  fattore di partecipazione modale, che indica la rilevanza del modo k-esimo;

Il fattore di partecipazione modale rappresenta un aspetto importante, in quanto la NTC08 impone di considerare un numero di modi la cui massa partecipante sia almeno pari all'85 % di quella totale e trascurare gli altri modi. Risolte le equazioni, si ricavano gli spostamenti e da essi le forze agenti sulla costruzione.

Si passa, in fine, all'ultimo step, che riguarda la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi. Essa viene eseguita tramite la combinazione quadratica CQC, fornita dalle NTC08 al paragrafo 7.3.3.1 formula 7.3.3, che segue:

$$E_d = \sqrt{\sum_{j=1} \sum_{i=1} \rho_{ij} E_i E_j} \quad (5.19)$$

con

- $E_j$  valore dell'effetto relativo al modo j;
- $\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale (7.3.3.1, formula 7.3.4):

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

con

- $\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;
- $\beta_{ij}$  rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ );

### 5.3.2 Analisi dinamica lineare della Collegiata di Santa Maria della Scala

Una volta definito lo spettro di progetto, esso viene inserito nel software *midas gen* come mostrato nella figura che segue.

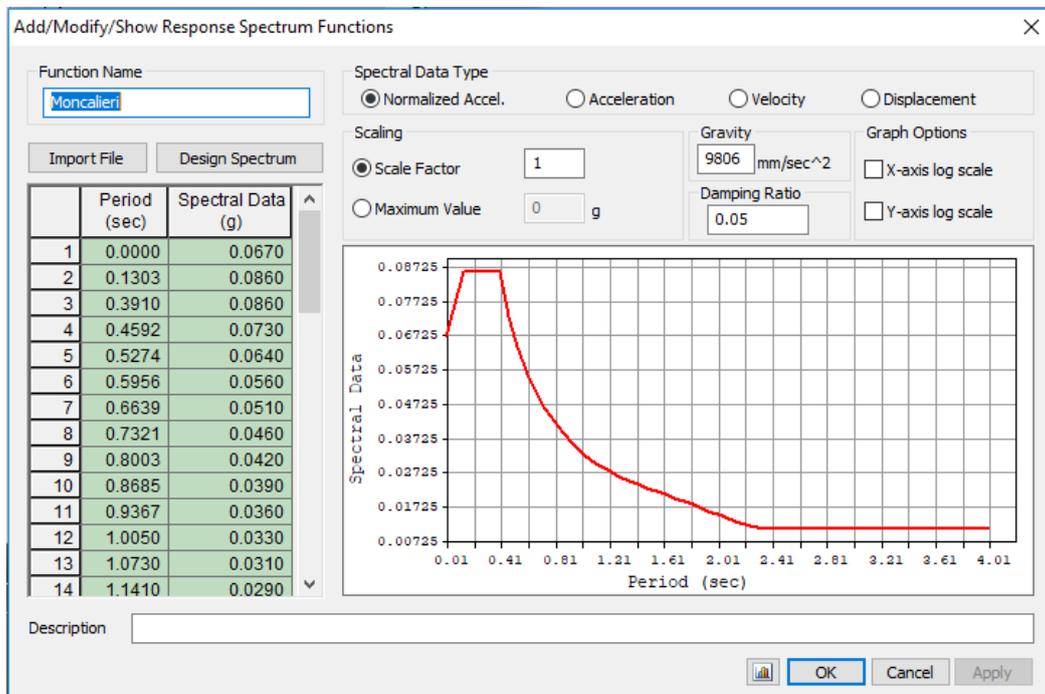


Figura 5.12. Inserimento dello spettro nel software *midas gen*

Una volta inserito lo spettro si procede alla definizione di due casi di carico in direzione X e Y che rappresentano il carico sismico, come indicato dall'Eurocodice 8.

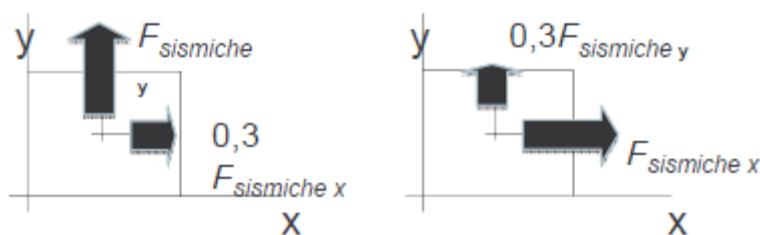


Figura 5.13. Casi di carico previsti dall'Eurocodice 8

LoadCase	Direction	Scale
Rx	X-Y	1
Ry	X-Y	1

Figura 5.14. Impostazione dei casi di carico

Inserito lo spettro e definiti i due casi di carico, è possibile impostare un'analisi dinamica lineare dalla voce "Eigenvalue Analysis Control". Nel caso studio si è scelto d'impostare un'analisi di tipo Lanczos e fissato un numero di autovalori da ricercare pari a 150, in quanto per le strutture a pianta basilicare, come la Collegiata, bisogna considerare un numero elevato di modi di vibrare per raggiungere l'85% della massa.

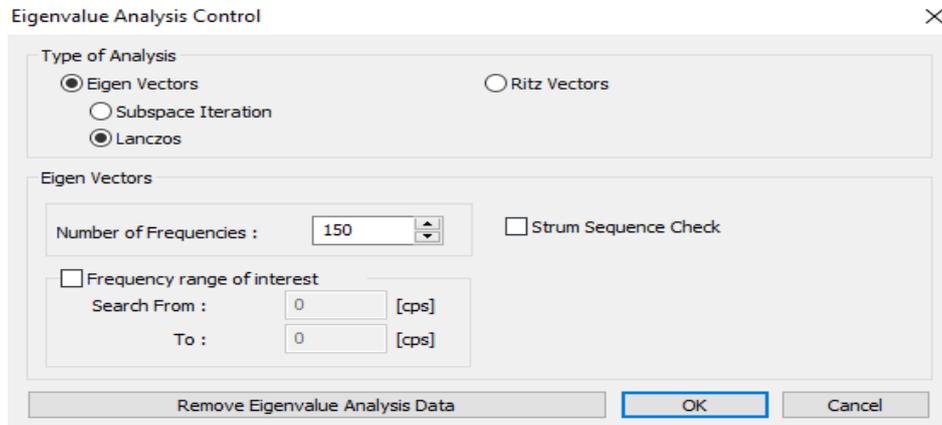


Figura 5.15. Impostazione dei parametri per l'analisi modale

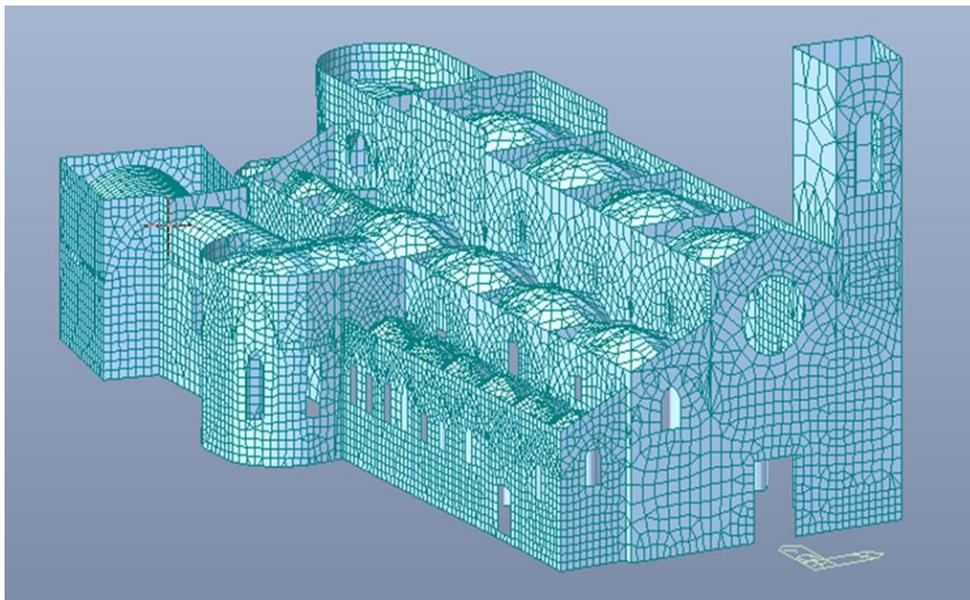


Figura 5.16. Modello FEM della Collegiata di Santa Maria della Scala

Si passa, adesso, al commento dei risultati che derivano dall'analisi. Nelle immagini seguenti vengono riportate le tabelle relative ai periodi di oscillazione dei primi 20 modi e delle percentuali delle masse partecipanti.

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	11.0012	1.7509	0.5711	0.0000e+000
2	14.1512	2.2522	0.4440	0.0000e+000
3	16.3480	2.6019	0.3843	0.0000e+000
4	17.6045	2.8018	0.3569	0.0000e+000
5	19.0491	3.0318	0.3298	0.0000e+000
6	20.3771	3.2431	0.3083	0.0000e+000
7	20.4505	3.2548	0.3072	0.0000e+000
8	20.9955	3.3415	0.2993	0.0000e+000
9	21.7173	3.4564	0.2893	0.0000e+000
10	22.8359	3.6344	0.2751	0.0000e+000
11	23.7283	3.7765	0.2648	0.0000e+000
12	25.5316	4.0635	0.2461	0.0000e+000
13	27.3580	4.3542	0.2297	0.0000e+000
14	27.8474	4.4320	0.2256	0.0000e+000
15	28.4403	4.5264	0.2209	0.0000e+000
16	28.7510	4.5759	0.2185	0.0000e+000
17	28.8731	4.5953	0.2176	0.0000e+000
18	30.1302	4.7954	0.2085	0.0000e+000
19	30.5583	4.8635	0.2056	0.0000e+000
20	30.7176	4.8889	0.2045	0.0000e+000

Figura 5.17. Periodi di oscillazione dei primi 20 modi

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	51.0492	51.0492	0.0880	0.0880	0.0007	0.0007	0.0420	0.0420	6.1142	6.1142	1.5889	1.5889
2	0.0552	51.1044	11.6160	11.7020	0.0125	0.0132	1.1786	1.2206	1.6613	7.7955	6.8457	8.4345
3	0.5888	51.6932	16.7527	28.4546	0.0016	0.0148	1.6410	2.8616	3.0304	10.8259	11.6653	20.0998
4	1.9561	53.6493	0.9936	29.4483	0.0060	0.0208	0.1317	2.9933	0.3037	11.1296	0.2398	20.3396
5	0.0609	53.7102	0.0711	29.5193	0.0597	0.0805	0.0003	2.9935	3.2352	14.3648	7.8527	28.1923
6	0.0822	53.7924	0.8878	30.4071	0.0000	0.0805	0.0449	3.0384	0.0107	14.3755	0.0385	28.2309
7	3.7969	57.5893	2.2488	32.6560	0.0048	0.0853	0.0027	3.0411	0.3044	14.6799	0.0834	28.3142
8	0.0095	57.5988	0.5383	33.1942	0.0004	0.0857	0.0026	3.0437	0.0711	14.7511	1.0036	29.3178
9	0.2561	57.8549	21.1211	54.3154	0.3158	0.4016	0.0001	3.0438	0.3214	15.0725	0.0716	29.3894
10	1.2295	59.0844	1.1662	55.4816	0.0496	0.4513	0.0222	3.0661	1.0038	16.0763	3.8379	33.2272
11	0.0145	59.0989	1.1084	56.5899	0.1646	0.6159	0.0379	3.1040	0.1356	16.2119	0.0382	33.2654
12	4.3650	63.4639	0.0164	56.6064	0.1326	0.7485	0.0068	3.1108	0.0330	16.2449	0.9925	34.2579
13	0.0372	63.5011	0.0106	56.6170	1.3059	2.0544	0.0207	3.1315	0.0260	16.2710	0.0075	34.2654
14	1.0908	64.5919	0.0433	56.6603	3.9689	6.0413	0.2283	3.3598	0.0164	16.2873	0.2505	34.5159
15	0.8327	65.4246	0.5026	57.1629	7.3988	13.4402	1.0003	4.3601	0.0001	16.2875	0.3047	34.8206
16	0.0733	65.4979	0.0303	57.1932	0.4991	13.9393	0.0155	4.3756	0.0137	16.3012	0.3178	35.1384
17	1.1497	66.6475	0.2149	57.4080	0.2521	14.1914	0.0666	4.4422	0.0016	16.3028	0.8725	36.0109
18	0.0739	66.7215	0.1059	57.5140	0.2929	14.4843	0.0969	4.5390	1.3566	17.6595	0.2581	36.2690
19	1.0414	67.7629	0.0296	57.5435	0.3421	14.8264	0.0460	4.5850	0.1025	17.7620	2.3749	38.6439
20	0.2557	68.0185	0.0123	57.5559	0.0724	14.8988	0.0084	4.5933	0.0076	17.7696	0.4015	39.0454

Figura 5.18. Masse partecipanti dei primi 20 modi

L'85% della massa partecipante viene raggiunta al 117° modo, questo, come citato in precedenza, è un aspetto tipico delle strutture ecclesiastiche dovuto al fatto che i modi di vibrare non coinvolgono l'intera struttura, ma solo una parte di essa. Ciò deriva dalla mancanza di un collegamento che vincoli gli spostamenti dei singoli macroelementi, che quindi si muovono uno indipendentemente dall'altro. Questo collegamento dovrebbe essere garantito da un piano rigido che connetta tra di loro le pareti in modo da garantire un comportamento scatolare della struttura. Nei capitoli successivi si proverà a creare questo piano rigido al fine di migliorare il comportamento dinamico della struttura in esame.

## 6. Analisi locale della lesione passante tra la torre campanaria e l'impianto principale della chiesa

### 6.1 Introduzione

Dallo studio svolto da Silvia Conti sulla Collegiata di Santa Maria della Scala in “Edifici storici a pianta basilicale: analisi con modelli meccanici e valutazione degli effetti a lungo termine” (Politecnico di Torino, 2018), si può apprendere come il campanile fu aggiunto al corpo principale della chiesa in un secondo momento. In fatti nel progetto originario della chiesa il campanile occupava una posizione diversa, cioè dietro la chiesa o addossato sul fianco sinistro, e, solo per motivi di visibilità, dopo fu spostato accanto alla navata destra dove si trova nella posizione attuale, in modo da essere più visibile dalla piazza. Quindi la torre campanaria potrebbe essere considerata una struttura a sé staccata dal resto della chiesa, come si vedrà nei paragrafi successivi, durante il rilievo tecnico dei solai del campanile sono emerse delle discontinuità lungo le zone in cui la torre confina con le pareti della chiesa che potrebbero essere considerate dei giunti tra le due strutture.

### 6.2 Rilievo fotografico dei giunti

Nel paragrafo seguente viene riportata la documentazione fotografica relativa alle discontinuità nella tessitura della muratura che sono state riscontrate a seguito dei rilievi sui solai.

Il primo giunto è stato rilevato tra la parete del campanile interna parallela alla navata centrale e il macroelemento L2, come si può notare dalle figure successive.



Figura 6.1. Giunto tra il macroelemento L2 e il campanile

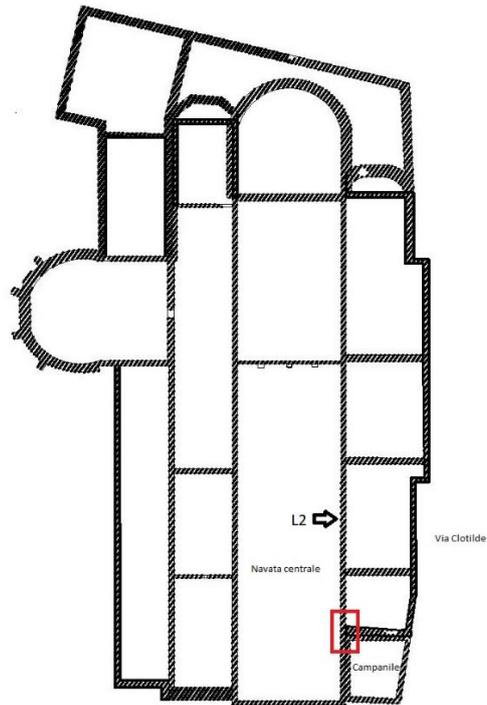


Figura 6.2. Localizzazione in pianta del giunto

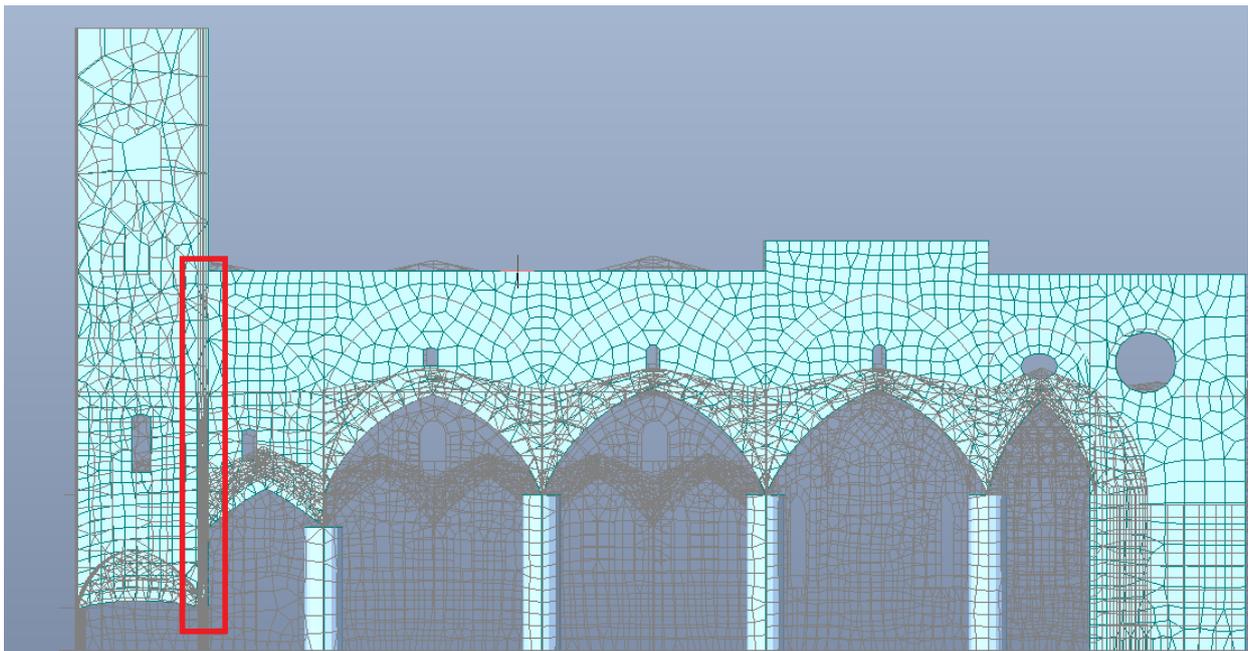


Figura 6.3. Localizzazione in sezione del giunto

Come si può notare dalla figura 1, in corrispondenza della lesione evidenziata in rosso non è presente una continuità tra la tessitura della muratura di sinistra con quella di destra. Ciò può significare che tale lesione non è dovuta a fenomeni fessurativi, che sono evoluti nel tempo, ma può essere considerato un vero e proprio giunto che unisce la torre campanaria con il corpo della chiesa.

Il secondo giunto è stato rinvenuto tra la parete del campanile parallela a Via Clotilde e il macroelemento L1 ed è visibile soltanto dall'interno.



Figura 6.4. Giunto tra il macroelemento L1 e il campanile

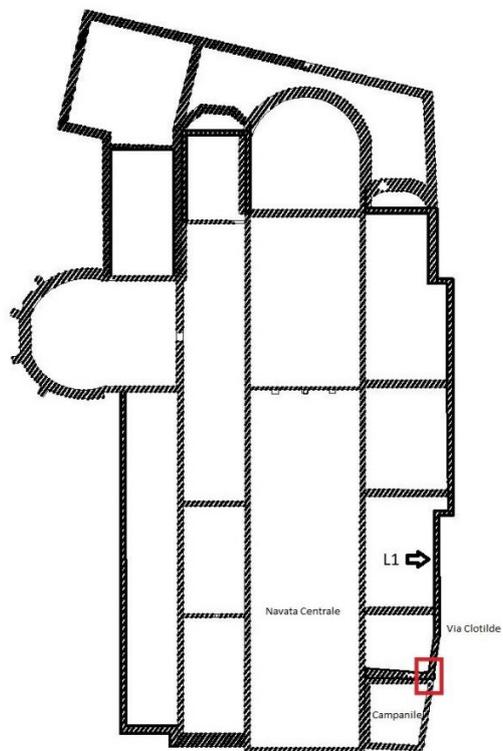


Figura 6.5. Localizzazione in pianta del giunto

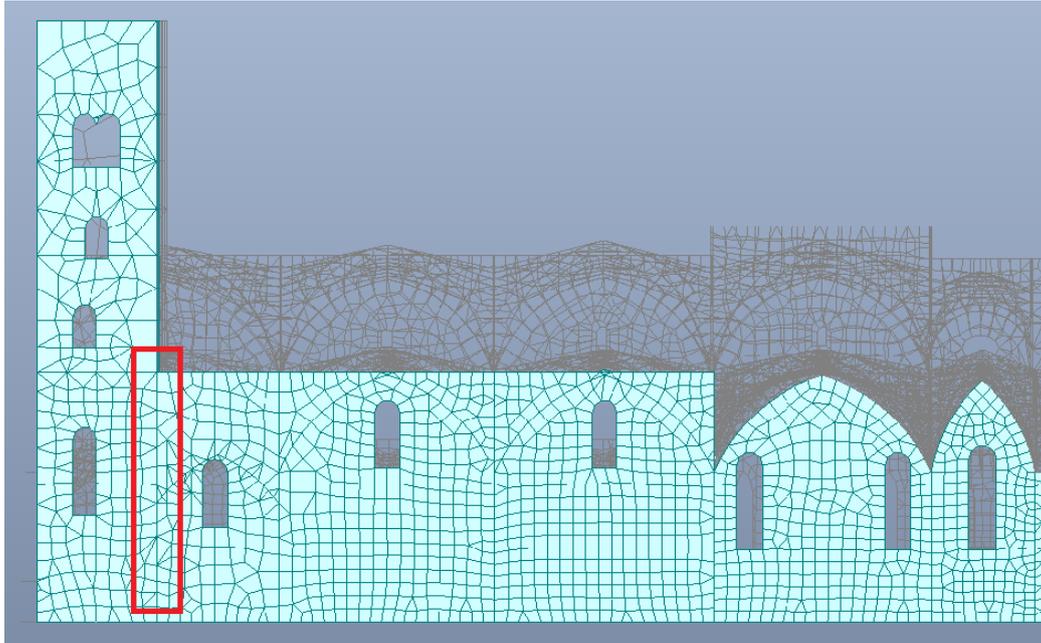


Figura 6.6. Localizzazione in sezione del giunto

Il terzo e ultimo giunto è stato ritrovato tra la facciata e la parete interna del campanile parallela alla navata centrale. Come si può vedere dalle figure seguenti, tale giunto si estende a partire del primo piano fino arrivare al secondo piano del campanile.



Figura 6.7. Giunto tra la facciata e la parete interna al campanile, primo piano (sx), secondo piano (dx)

Come si può notare dai rilievi fotografici, al primo piano la presenza della discontinuità è meno marcata rispetto al secondo piano. Ciò è dovuto alle scarse condizioni di luce in cui si trova il primo

piano. Per questo motivo viene riportata un'immagine più dettagliata per dimostrare la presenza di tale discontinuità.



Figura 6.8. Immagine dettagliata del giunto al primo piano.

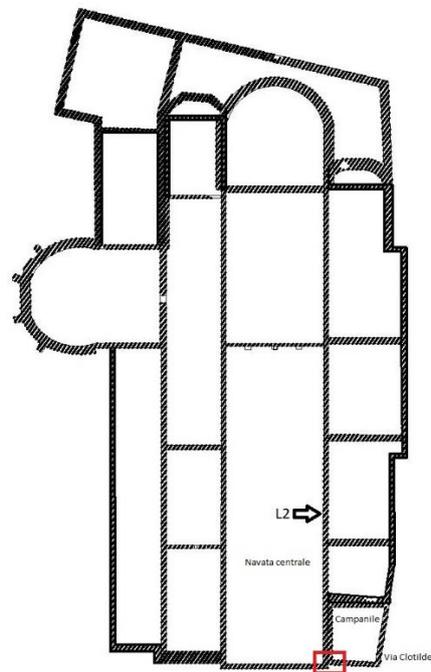


Figura 6.9. Localizzazione in pianta del giunto

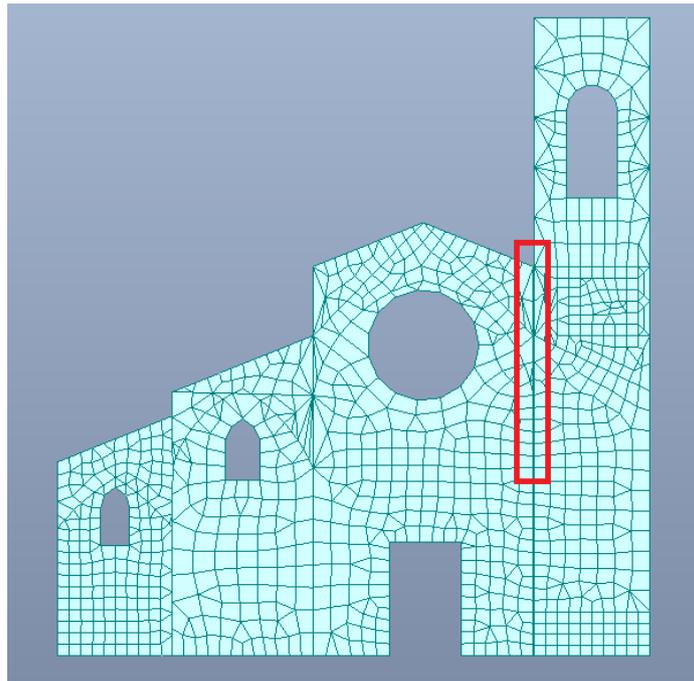


Figura 6.10. Localizzazione in pianta della fessura

### 6.3 Introduzione del giunto nel modello FEM

Allo scopo di valutare l'influenza di tale giunto sul comportamento globale della struttura si è deciso di modellare questa discontinuità ed introdurla nel modello agli elementi finiti. Il giunto viene simulato con un vincolo "Elastic Link" di tipo "Compression only", quindi la discontinuità viene simulata come una sorta di molla che reagisce solo a compressione, simulando solo che l'interazione tra i due setti in muratura, tra le quali è collocato il giunto, può avvenire solo a compressione.

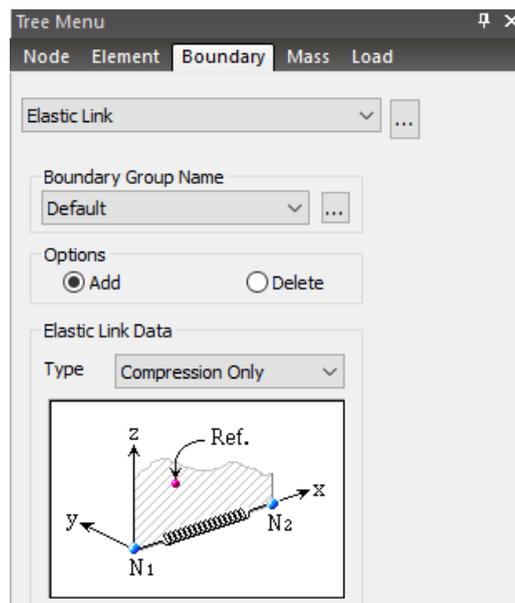


Figura 6.11. Creazione del vincolo reagente solo a compressione

Nell'inserire il sopracitato tipo di vincolo, è stato necessario modificare la mesh del modello, infatti il campanile è stato staccato parzialmente dalla struttura, seguendo rigorosamente il rilievo fotografico in modo da separarlo nei punti in cui i giunti sono stati rinvenuti. Ne consegue che i nodi in comune tra corpo della collegiata e campanile sono stati sdoppiati e posti ad una distanza di  $e$  cm, in modo da riuscire a rappresentare fisicamente il giunto. I nodi sdoppiati, dopo, sono stati connessi dai vincoli elastici di tipo "Compression only", assegnando al vincolo una rigidezza pari a quella della muratura che costituisce la costruzione.

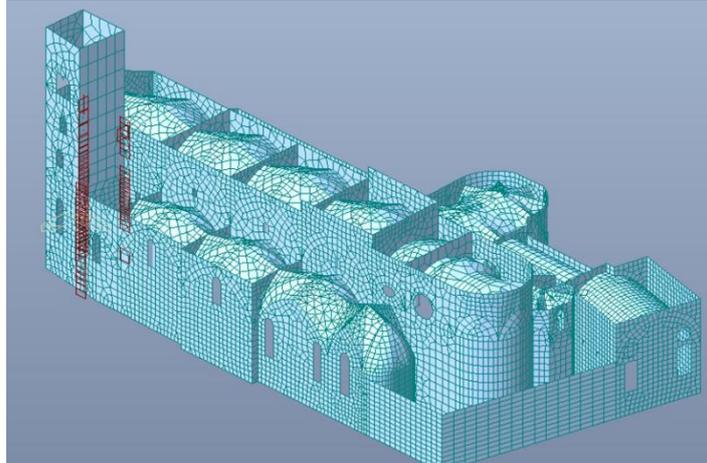


Figura 6.12. Introduzione dei vincoli elastici tra campanile e corpo della Collegiata

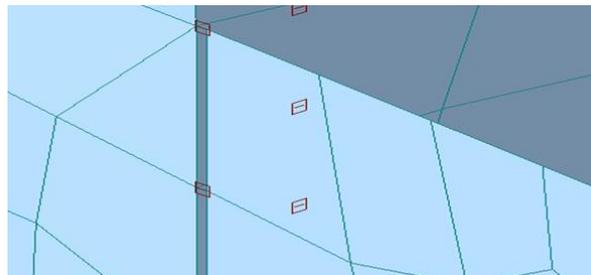


Figura 6.13. Vincolo creato nel dettaglio

## 6.4 Valutazione dei risultati

La valutazione dei risultati si basa su l'analisi dinamica lineare del modello con giunto e senza e nel confronto dei risultati ottenuti per i due. In prima battuta si fa una valutazione i termini di spostamenti, focalizzando l'attenzione sui nodi in testa al campanile.

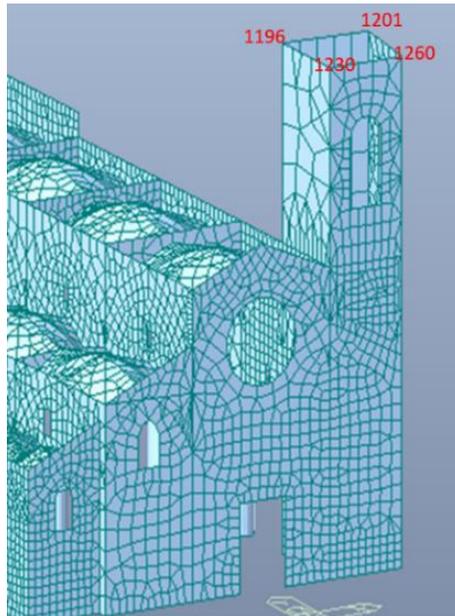


Figura 6.14. Nodi analizzati

Per avere un confronto diretto tra i due modelli, le differenze di spostamento vengono rappresentate graficamente nel grafico seguente, invece in tabella 1 viene riportata una tabella che mostra di quanto crescono in percentuale gli spostamenti in testa nel modello con giunto.

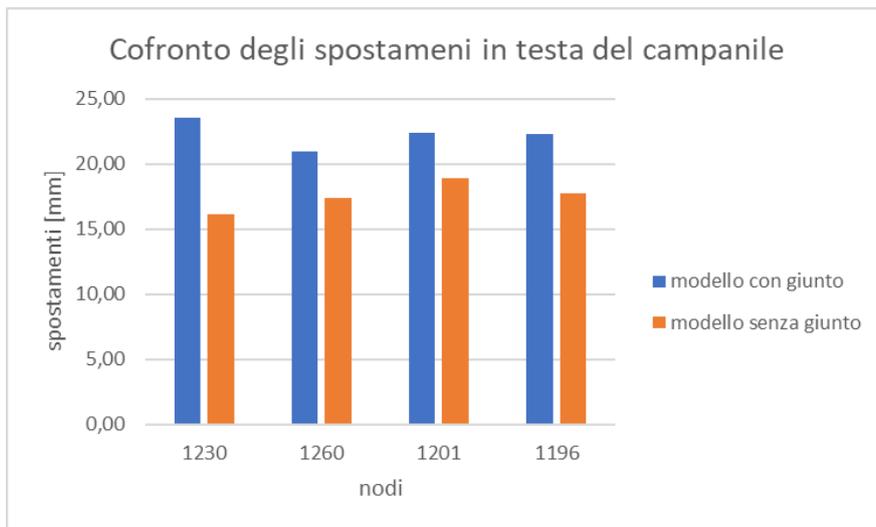


Figura 6.15. Confronto spostamenti in testa al campanile

	1230	1260	1201	1196
$\Delta u$ [%]	31	17	15	20

Come si può constatare dai risultati ottenuti, il modello con giunto presenta un incremento degli spostamenti in testa al campanile rilevante che supera anche il 30 % nel caso del nodo 1230. Passando alla dinamica, vengono riportati i periodi dei primi 10 modi di vibrare del modello con giunto, come si può vedere dalla tabella 2. Andando a confrontare i periodi ottenuti con quelli del modello non modificato, si può notare come si registra un notevole aumento solo per i primi tre modi di vibrare, mentre per i restanti modi l'incremento del periodo è trascurabile.

modello senza giunto		modello con giunto	
modo	T [s]	modo	T [s]
1	0,5728	1	0,8046
2	0,4451	2	0,6777
3	0,3851	3	0,6143
4	0,3588	4	0,4087
5	0,3311	5	0,3722
6	0,3098	6	0,3367
7	0,3083	7	0,3166
8	0,3019	8	0,3089
9	0,2907	9	0,3083
10	0,2772	10	0,3009

Tabella 6.1. Confronto periodi di oscillazione

Quindi, in seguito ai risultati ottenuti, si potrebbe pensare che i primi tre modi di vibrare sono relativi alle oscillazioni del campanile, per tale motivo si è deciso di creare un nuovo modello costituito dalla sola torre campanaria mantenendo gli stessi carichi applicati.

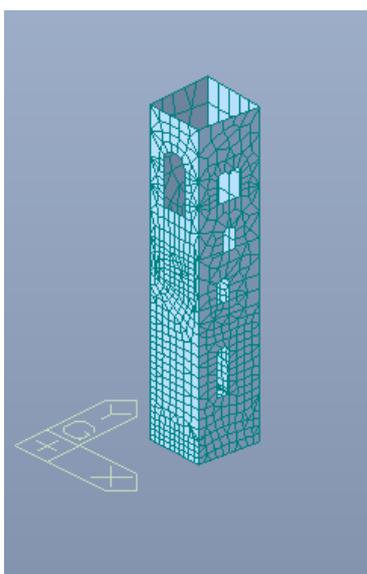


Figura 6.16. Modello FEM del campanile

Le analisi svolte sul campanile sono analoghe a quelle precedenti, basate sull'analisi dinamica lineare. Nel grafico seguente viene mostrato il confronto degli spostamenti in testa alla torre tra il modello del solo campanile e il modello con il giunto, come fatto in precedenza.

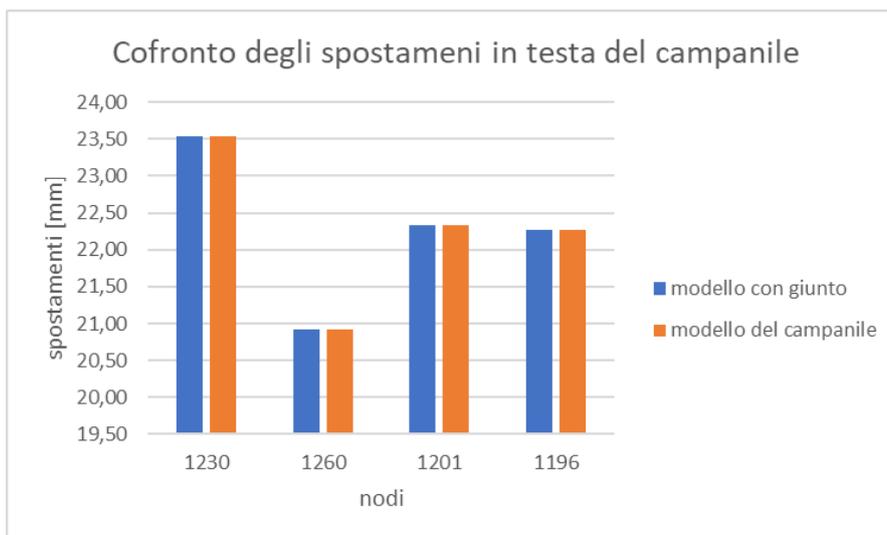


Figura 6.17. Cofronto tra il modello del campanile e il modello con giunto

Gli spostamenti in testa al campanile tra i due modelli sono quasi coincidenti. Passando alla dinamica, come si può apprendere dalla tabella 3, i primi due modi di vibrare hanno periodi molto simili.

modello con giunto		campanile	
modo	T [s]	modo	T [s]
1	0,8046	1	0,8552
2	0,6777	2	0,7145
3	0,6143	3	0,2582

Tabella 6.1. Cofronto periodi di oscillazione

Alla luce di queste considerazioni, il campanile potrebbe essere staccato dal corpo della collegiata, in quanto aggiunto in un secondo momento, confermando le ipotesi fatte da Silvia Conti in “Edifici storici a pianta basilicale: analisi con modelli meccanici e valutazione degli effetti a lungo termine” (Politecnico di Torino, 2018).

## 6.5 Considerazioni finali sul modello con giunto

In questo capitolo sono state fatte delle considerazioni basate su delle osservazioni visive fatte durante il rilievo dei solai, quindi si è provato a capire come muta il comportamento della struttura con l’inserimento dei giunti al fine di avere una rappresentazione della realtà il più fedele possibile. Nelle analisi successive la presenza dei giunti sarà trascurata in quanto sarebbe necessaria un’analisi più dettagliata, attraverso prove invasive, per costatare l’effettiva profondità ed estensione di tali discontinuità e confermare la validità delle ipotesi fatte nel capitolo.

## 7. Verifiche statiche

Nel presente capitolo si pone l'attenzione sulla verifica degli elementi strutturali principali che compongono la struttura. La verifica, quindi, viene effettuata sulle volte, sui macroelementi perimetrali e sui pilastri. La combinazione di carico considerata è quella fondamentale SLU, quindi viene trascurata l'azione sismica con lo scopo d'individuare eventuali problemi in condizioni statiche risolvibili con l'aggiunta di rinforzi come, ad esempio, ulteriori catene da inserire nelle volte. L'analisi che viene svolta è di tipo statico quindi si userà un coefficiente di sicurezza pari a 3.

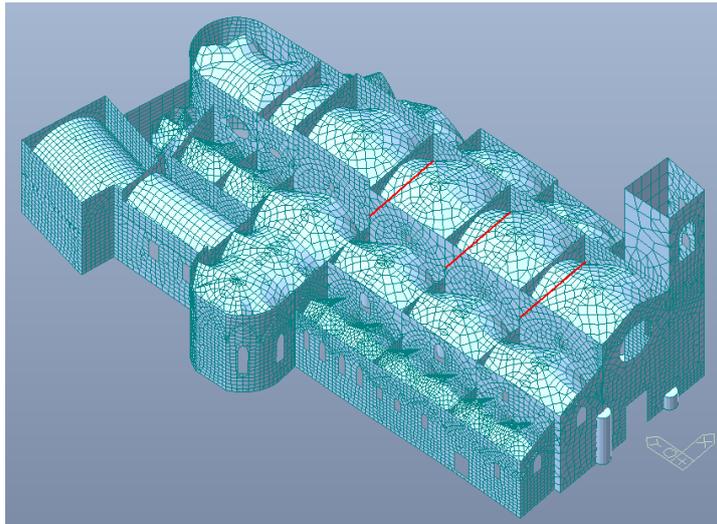


Figura 7.1. Catene (in rosso) già presenti nella struttura

### 7.1 Verifica degli elementi pseudo-orizzontali: le volte

Le volte, essendo elementi che lavorano solo a compressione, vengono verificate semplicemente appurando che le tensioni in ciascun punto della volta siano minori della resistenza a compressione di calcolo della muratura.

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC} \quad (7.1)$$

Dove:

- $f_d$  è il valore di resistenza a compressione per le verifiche
- $f_m$  è il valore di resistenza a compressione medio
- $\gamma_m$  è il coefficiente parziale di sicurezza

$$f_d = \frac{3.2 \left[ \frac{N}{mm^2} \right]}{3 * 1.24} = 0.86 \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$$

Per la verifica si è proceduto selezionando sul software *midas gen* la combinazione di carico fondamentale, denominata con il nome di “gLCB1” e plottando i valori delle tensioni sotto tale combinazione.

No	Name	Active	Type	Description
1	gLCB1	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0Live Load)
2	gLCB2	Active	Add	1.0D + 1.0(0.6Live Load) + 1.0(1.0)Rx
3	gLCB3	Active	Add	1.0D + 1.0(0.6Live Load) + 1.0(1.0)Ry
4	gLCB4	Active	Add	1.0D + 1.0(0.6Live Load) - 1.0(1.0)Rx
5	gLCB5	Active	Add	1.0D + 1.0(0.6Live Load) - 1.0(1.0)Ry
6	gLCB6	Active	Add	1.0D + (1.0Live Load)
7	gLCB7	Active	Add	1.0D + (0.0Live Load)
8	gLCB8	Active	Add	1.0D + (0.6Live Load)
9	RC ENV	Active	Envelope	Concrete Strength Envelope
10	RC ENV	Active	Envelope	Concrete Serviceability Envelope
11	Push	Active	Add	
*				

Figura 7.2. Combinazioni di carico

Nella figura seguente viene riportato il contour delle tensioni nelle volte.

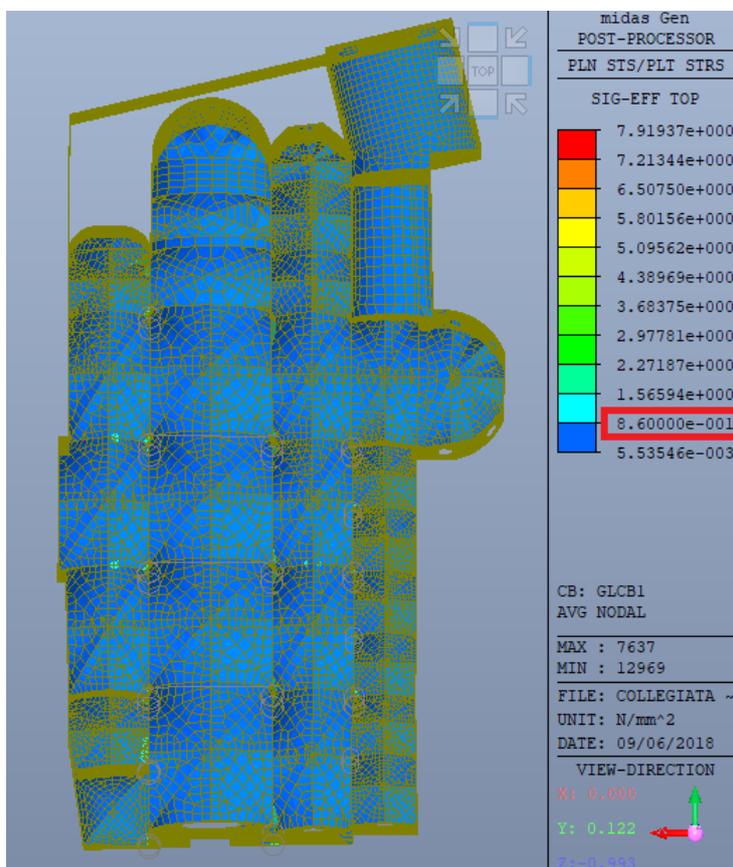


Figura 7.3. Contour delle tensioni

Come si può facilmente notare dalla figura 7.3, è stata impostato come limite nella leggenda tra il blu e l’azzurro il valore della resistenza a compressione della muratura in modo da verificare facilmente se le tensioni sono al di sotto del limite. Si può notare che la stragrande maggioranza dei nodi ha una tensione inferiore della resistenza di progetto fatta eccezione di alcuni punti isolati che vengono riportati nelle tabelle seguenti.

Navata centrale						
volta	nodo	x[mm]	y[mm]	z[mm]	$\bar{\sigma}_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	verifica
1	6898	4251,969	15658,76	11704,16	0,90	no
4	5411	4405,848	34807,11	11460	0,96	no

Tabella 7.1. Nodi non verificati della navata centrale.

navata clotilde						
volta	nodo	x[mm]	y[mm]	z[mm]	$\bar{\sigma}_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	verifica
1	4702	5127,69	11583,53	6498,62	0,90	no
	4727	4469,90	12597,25	6930,69	0,88	no
	4728	4469,07	12328,34	6736,81	0,92	no
	4730	4467,53	11831,99	6297,73	1,07	no
	4731	4466,81	11606,70	6054,52	1,11	no
	4732	4466,22	11398,28	5796,71	1,08	no
	4733	4465,62	11207,20	5525,80	1,12	no
	4742	4750,51	13460,98	7530,66	0,95	no
	4744	4788,05	12802,00	7220,46	0,97	no
	5910	4466,23	11412,46	5554,41	1,09	no
	5911	4467,44	11803,69	5854,27	1,04	no
	5912	4468,68	12205,95	6139,15	1,10	no
5913	4469,96	12618,68	6408,65	1,08	no	
2	3590	8355,96	25166,91	10412,05	1,04	no
	3167	7043,176	25154,85	10772,37	1,01	no
3	3836	7013,028	34624	10784,42	1,01	no

Tabella 7.2. Nodi non verificati della navata Clotilde

I nodi in cui la tensione supera il valore della resistenza di progetto rappresentano fenomeni isolati, in cui la tensione limite è superata di poco, probabilmente sono punti in cui vi è una concentrazione delle tensioni dovute alla modellazione FEM, inoltre in sulla superficie delle volte e non vi sono particolari fenomeni fessurativi tali da giustificare le tensioni ottenute dal software. Va fatta un'ulteriore considerazione in quanto la verifica viene fatta, a favore di sicurezza, non applicando il fattore correttivo delle resistenze pari a 1,5, che è lecito assumere a fronte delle prove al martinetto fatte sulla muratura, che porterebbe ad avere una resistenza pari a 1,3 N/mm<sup>2</sup>. In base a tali considerazioni la verifica si può ritenere soddisfatta.

In fine viene riportata, nell'immagine 7.4, il contour delle tensioni con una leggenda modificata per dare un'idea della tensione media nelle volte. I colori dominanti sono il verde scuro e l'azzurro, quindi la tensione media nelle volte è compresa tra 0,17 e 0,43 N/mm<sup>2</sup>, molto distante dalla tensione limite di 0,86 N/mm<sup>2</sup>. Fatte queste considerazioni, si può affermare che non è necessario intervenire sulle volte per migliorarne le condizioni statiche.

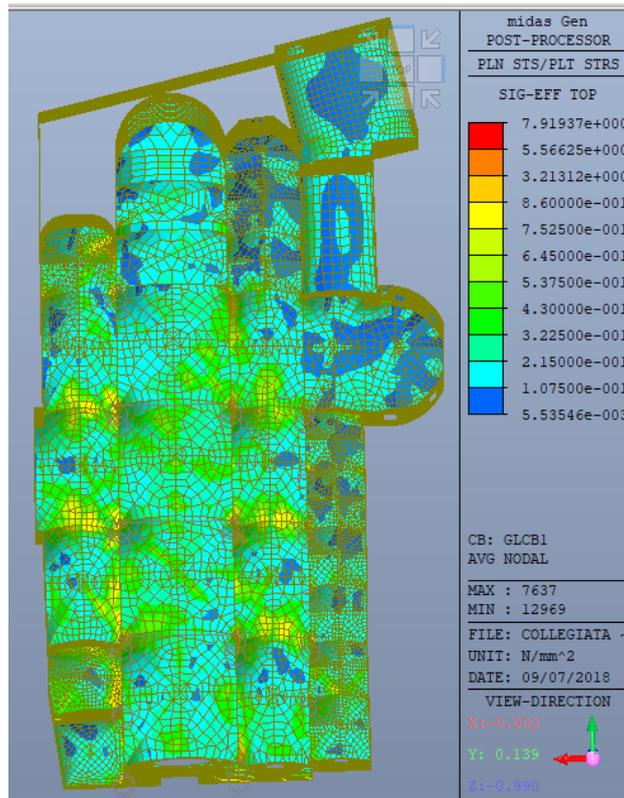


Figura 7.4. Contour delle tensioni

## 7.2 Verifica degli elementi verticali: macroelementi perimetrali

Per le verifiche sui macroelementi perimetrali si fa riferimento al capitolo 6 dell'Eurocodice 6, cioè "Pareti di muratura soggette a carichi prevalentemente verticali". Si è scelto di verificare gli elementi strutturali secondo questo metodo poiché esso è quello più rappresentativo della realtà, infatti, essendo in condizioni statiche, viene trascurata l'azione sismica e il carico del vento è di bassa entità, quindi le azioni prevalenti sono verticali date, soprattutto, dal peso proprio della struttura. I macroelementi presi in considerazione sono: L1, T1 e L5.

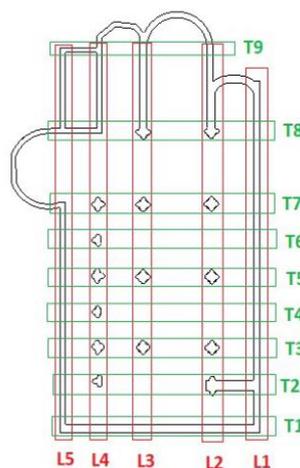


Figura 7.5. Pianta della Collegiata

## 7.2.1 Verifica per lo sforzo normale

La verifica per lo sforzo normale viene svolta seguendo il paragrafo 6.1.2 dell'Eurocodice 6. Allo stato limite ultimo bisogna verificare che il valore di progetto dello sforzo normale  $N_{sd}$  sia minore del valore resistente di progetto  $N_{rd}$  in tra sezioni della parete: estremità superiore, inferiore e in mezzzeria.

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad (7.2)$$

Il valore di progetto dello sforzo normale viene fornito dal software *midas gen*, invece il valore di quello resistente è calcolato come indicato dall'Eurocodice secondo la relazione 6.2 per unità di lunghezza:

$$N_{rd} \leq \Phi \cdot t \cdot f_d \quad (7.3)$$

con

- $\Phi$  fattore di riduzione della capacità,  $\Phi_i$  all'estremità superiore o inferiore del muro, oppure  $\Phi_m$  a metà della parete, esso tiene conto della snellezza di quest'ultima e dell'eccentricità del carico
- $t$  spessore della parete
- $f_d$  è il valore di progetto della resistenza a compressione della muratura

Si passa, quindi, al calcolo del fattore di riduzione per snellezza e eccentricità del carico, il quale si basa su una distribuzione rettangolare delle tensioni che prende il nome di "stress-block", secondo la relazione 6.4 dell'Eurocodice 6:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (7.4)$$

con

- $e_i$  eccentricità all'estremità superiore o inferiore della parete, calcolata secondo l'equazione 6.5 dell'Eurocodice 6:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,5t \quad (7.5)$$

con

- $M_{id}$  valore di progetto del momento flettente all'estremità superiore o inferiore
- $N_{id}$  valore di progetto del carico verticale all'estremità superiore o inferiore
- $e_{he}$  eccentricità nella parte superiore o inferiore della parete, ove necessario, risultate dai carichi orizzontali
- $e_{init}$  eccentricità iniziale
- $t$  spessore della parete

Bisogna fare delle considerazioni sul calcolo di  $e_{init}$ , il quale viene svolto seguendo il paragrafo 5.5.1.1 dell'Eurocodice, il quale dice può essere assunto come:

$$\frac{h_{ef}}{450} \quad (7.6)$$

dove  $h_{ef}$  è l'altezza effettiva della parete, calcolata secondo il punto 5.5.1.2:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (7.7)$$

con

- $\rho_n$  fattore di riduzione dell'altezza, dove  $n$  può essere uguale a 2,3 oppure 4 in base ai vincoli di estremità o d'irrigidimento della parete, nel caso in esame  $\rho_n$  sarà pari a 1
- $h$  altezza effettiva della parte

Le relazioni che sono state fatte prima sono valide per il calcolo del fattore di riduzione della capacità sono valide per l'estremità superiore e inferiore della parete. Per la sezione di mezzeria bisogna fare un discorso a parte seguendo le indicazioni dell'Appendice G dell'Eurocodice 6.

$$\Phi_m = A_1 \cdot e \cdot \frac{u^2}{2} \quad (7.8)$$

con

- $A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}$
- $u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}$ , dove  $\lambda = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E}}$  ( $f_k = 3200000 \text{ N/m}^2$ ;  $E = 1,46E+09 \text{ N/m}^2$ )
- $e$  base dei logaritmi naturali

Nelle relazioni precedenti compare il termine  $e_{mk}$  che è l'eccentricità a metà altezza della parete, calcolato come segue:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t \quad (7.9)$$

con

- $e_m$  eccentricità dovuta ai carichi, calcolata con la seguente relazione:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{int} + e_{hm} \quad (7.10)$$

con

- $M_{md}$  valore di progetto del momento in mezzeria, risultante dai carichi applicati all'estremità superiore e inferiore della parete
- $N_{md}$  valore di progetto del carico verticale
- $e_{hm}$  eccentricità dovuta ai carichi orizzontali
- $e_{init}$  eccentricità iniziale
- $e_k$  eccentricità dovuta alla deformazione viscosa, calcolata con l'equazione 6.8:

$$e_k = 0,002 \Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{te_m} \quad (7.11)$$

con

- $\Phi_{\infty}$  coefficiente finale di scorrimento, imposto secondo la nota 3.7.4 dell'Eurocodice 6, nel caso studio pari a 1

### 7.2.1.1 Verifica del macroelemento L1

La verifica del macroelemento L1, come descritto nei paragrafi precedenti, viene fatta su tre sezioni che vengono denominate: top, midspan e bottom.

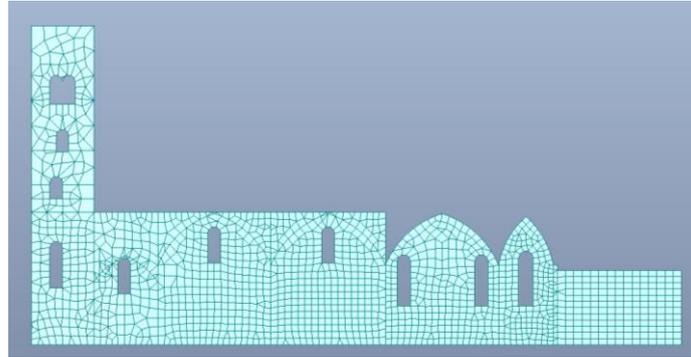


Figura 7.6. Macroelemento L1

Le sollecitazioni vengono ricavate attraverso il software *midas gen* andando a selezionare la sezione verticale più sollecitata e utilizzando il comando "Plate Cutting Line Diagram", che permette di selezionare una sezione restituendo i grafici delle sollecitazioni equivalenti a quelli delle travi, con l'unica differenza che sono espressi per unità di lunghezza, ma del resto anche lo sforzo normale resistente viene calcolato, secondo l'Eurocodice, per unità di lunghezza.

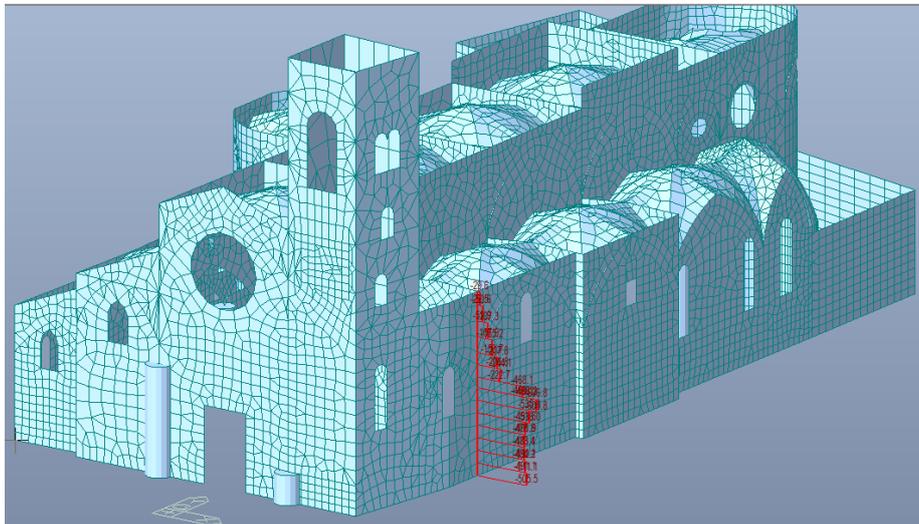


Figura 7.7. Comando "Plate Cutting Line Diagram" per lo sforzo normale sul macroelemento L1

Nella tabella seguente vengono riportati i parametri geometrici fissi per tutte le sezioni. Lo spessore che compare in tabella è uno spessore medio, in quanto esso vari continuamente lungo il setto, così si è deciso di considerare uno spessore medio.

Elemento	h [m]	$\rho$	$h_{\text{eff}}$ [m]	t [m]	$e_{\text{init}}$ [m]
L1	11,00	1,00	11,00	0,96	0,02

Tabella 7.3. Parametri geometri fissi macroelemento L1

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche per le tre sezioni.

top						
$M_{top}$ [KNm/m]	$N_{top}$ [KN/m]	$e_i$ [m]	$e_{top}$ [m]	$\phi_{top}$	Nrd [KN/m]	verifica
6,06	23,49	0,37	0,37	0,23	189,35	verificato

Tabella 7.4. Verifica top section L1

midspan								
$M_{mid}$ [KNm/m]	$N_{mid}$ [KN/m]	$e_{mid}$ [m]	$e_k$ [m]	$e^*$ [m]	$E_{mid}$ [m]	$\phi_{mid}$	Nrd [KN/m]	verifica
79,37	209,45	0,38	0,01	0,39	0,39	0,88	727,17	verificato

Tabella 7.8. Verifica midspan section L1

A1	0,18
$\lambda$	5,37E-01
u	1,887484
$f_m$ [N/m <sup>2</sup> ]	3200000
E [N/m <sup>2</sup> ]	1,46E+09
$\Phi_{mid}$	0,880558

Tabella 7.9. Parametri per il calcolo di  $\Phi_{mid}$

Bottom						
$M_{bottom}$ [KNm/m]	$N_{bottom}$ [KN/m]	$e_i$ [m]	$e_{bottom}$ [m]	$\Phi_{bottom}$	Nrd [KN/m]	verifica
41,59	375,23	0,14	0,14	0,72	593,04	verificato

Tabella 7.10. Verifica bottom section L1

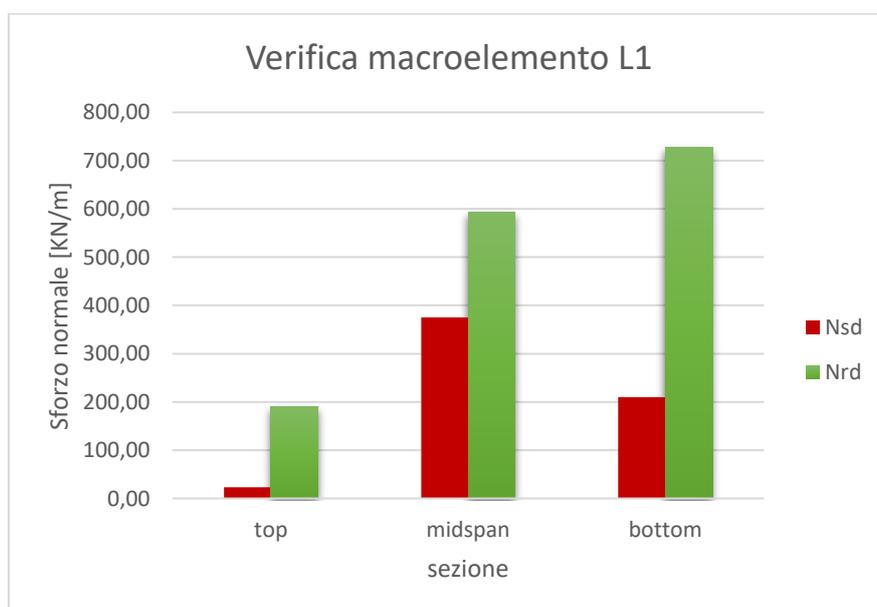


Figura 7.8. Rappresentazione grafica della verifica

Le considerazioni fatte per il macroelemento L1 valgono per gli altri, quindi seguito verranno riportati solo i risultati delle verifiche.

- Verifica dell'elemento T1

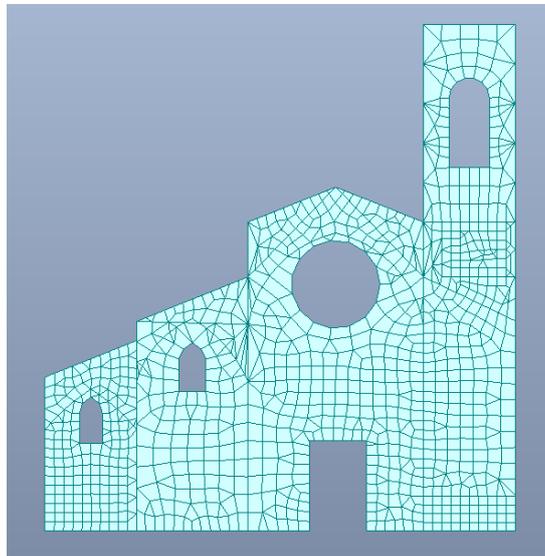


Figura 7.9. Macroelemento T1

Elemento	$h_{med}$ [m]	$\rho$	$h_{eff}$ [m]	$t$ [m]	$e_{init}$ [m]
T1	15,40	1,00	15,40	1,03	0,03

Tabella 7.11. Parametri geometrici fissi macroelemento T1

top						
$M_{top}$ [KNm/m]	$N_{top}$ [N/m]	$e_i$ [m]	$e_{top}$ [m]	$\phi_{top}$	Nrd [KN/m]	verifica
6,52	16,45	0,43	0,43	0,16	145,17	verificato

Tabella 7.12. Verifica top section T1

midspan								
$M_{mid}$ [KNm/m]	$N_{mid}$ [KN/m]	$e_{mid}$ [m]	$e_k$ [m]	$e^*$ [m]	$e_{mid}$ [m]	$\phi_{mid}$	Nrd [KN/m]	verifica
98,96	238,15	0,42	0,019563	0,44	0,44	1,546004	1369,79	verificato

Tabella 2. Verifica midspan section T1

A1	0,16
$\lambda$	7,01E-01
u	2,7069675
$\Phi_{mid}$	1,54600351

Tabella 7.13. Parametri per il calcolo di  $\Phi_{mid}$

bottom						
$M_{\text{bottom}}$ [KNm/m]	$N_{\text{bottom}}$ [KN/m]	$e_i$ [m]	$e_{\text{bottom}}$ [m]	$\Phi_{\text{bottom}}$	Nrd [KN/m]	verifica
67,08	514,32	0,16	0,16	0,68	602,75	verificato

Tabella 7.3. Verifica bottom section T1

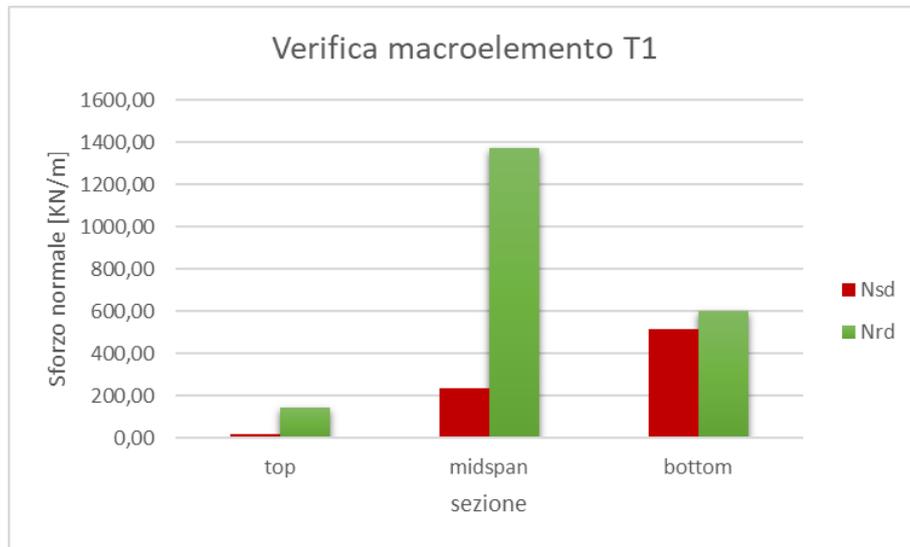


Figura 7.10. Rappresentazione grafica della verifica

- Verifica macroelemento L5

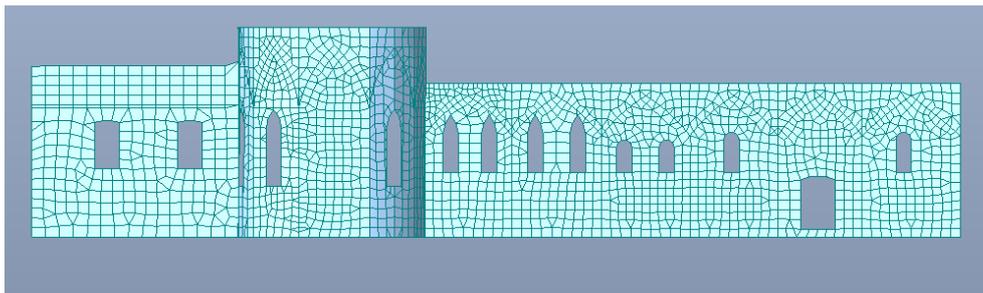


Figura 7.11. Macroelemento L5

Elemento	$h_{\text{med}}$ [m]	$\rho$	$h_{\text{eff}}$ [m]	$t$ [m]	$e_{\text{init}}$ [m]
L5	9,58	1,00	9,58	0,54	0,02

Tabella 7.4. Parametri geometrici fissi del macroelemento L5

top							
$M_{top}$ [KNm/m]	$N_{top}$ [KN/m]	$e_i$ [m]	$e_{top}$ [m]	$\Phi_{top}$	Nrd [KN/m]	verifica	
2,44	12,43	0,22	0,22	0,19	89,93	verificato	

Tabella 7.5. Verifica top section L5

midspan								
$M_{mid}$ [KNm/m]	$N_{mid}$ [KN/m]	$e_{mid}$ [m]	$e_k$ [m]	$e^*$ [m]	$e_{mid}$ [m]	$\Phi_{mid}$	Nrd [KN/m]	verifica
11,36	104,92	0,11	0,008576	0,12	0,12	2,005053	931,38	verificato

Tabella 7.6. Verifica midspan section L5

A1	0,57
$\lambda$	8,32E-01
u	1,61201154
$\Phi_{mid}$	2,00505297

Tabella 7.7. Parametri per il calcolo di  $\Phi_{mid}$

bottom							
$M_{bottom}$ [KNm/m]	$N_{bottom}$ [KN/m]	$e_i$ [m]	$e_{bottom}$ [m]	$\Phi_{bottom}$	Nrd [KN/m]	verifica	
12,21	110,77	0,13	0,13	0,51	238,23	verificato	

Tabella 7.8. Verifica bottom section L5

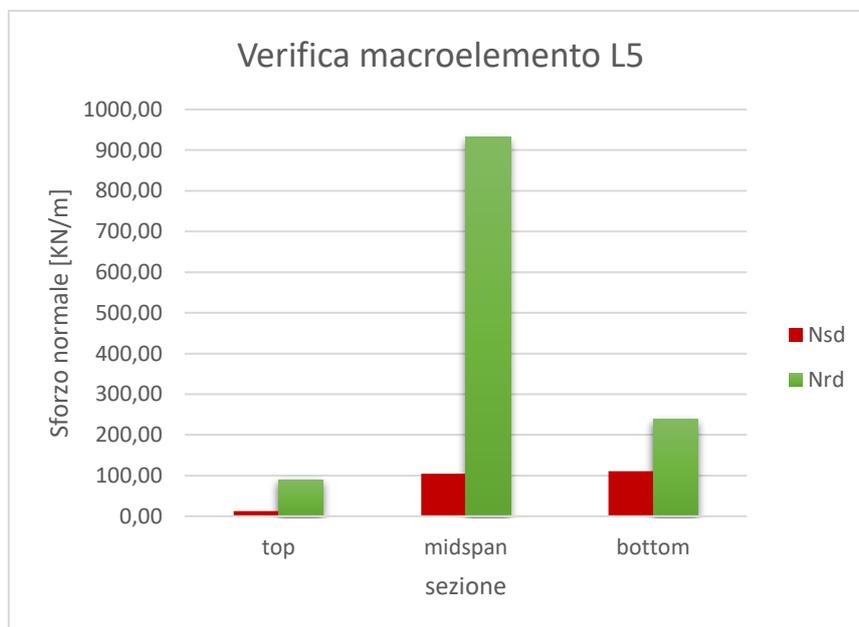


Figura 7.12. Rappresentazione grafica della verifica

## 7.2.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio viene svolta secondo il punto 6.2 dell'Eurocodice 6 allo stato limite ultimo. Il valore di progetto del carico di taglio applicato alla muratura deve risultare minore o uguale al valore di progetto della resistenza a taglio di parete:

$$V_{ed} \leq V_{rd} \quad (7.12)$$

Il valore di progetto della resistenza a taglio è data dalla relazione 6.13 :

$$V_{rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l \quad (7.13)$$

con

- $f_{vd}$  valore di progetto della resistenza a taglio della muratura
- $t$  spessore della parete
- $l$  lunghezza della parte

Per il calcolo del valore della resistenza al taglio di progetto si fa riferimento al paragrafo 3.6.2 dell'Eurocodice e in particolare alla relazione 3.5:

$$f_{vd} = \tau_d + 0,4\sigma_d \quad (7.14)$$

con

- $\tau_d$  resistenza a taglio di calcolo pari a  $0,02 \text{ N/mm}^2$ , calcolata con  $FC=1,24$  e  $\gamma_m = 3$
- $\sigma_d$  tensione media di calcolo nella parete, ottenuta dividendo lo sforzo normale di progetto in mezzeria per l'area di base della parete

Nella verifica a taglio si procede come nelle precedenti, cioè il valore del taglio viene ricavato sempre con il comando "Plate Cutting Line Diagram", andando a cercare la sezione verticale più sollecitata. Siccome il momento flettente varia linearmente lungo l'altezza della sezione, il taglio è costante ed è immediato trovare il valore massimo di esso. I valori dello sforzo normale in mezzeria, che servono per il calcolo della resistenza di progetto a taglio, vengono ricavati dalle tabelle delle verifiche precedenti.

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i risultati delle verifiche.

Verifica a taglio del macroelemento L1

Elemento	h [m]	$\rho$	heff [m]	t [m]
L1	11,00	1,00	11,00	0,96

Tabella 7.9. Parametri geometrici del macroelemento L1

$f_{vd}$ [N/m <sup>2</sup> ]	l [m]	Vrd [KN]	Ved [KN/m]	Ved [KN]	Verifica
41298,89104	46,00	1823,759028	161,029	1771,319	verificato

Tabella 7.10. Verifica a taglio macroelemento L1

### Verifica a taglio del macroelemento T1

Elemento	h [m]	$\rho$	heff [m]	t [m]
T1	15,40	1,00	15,40	1,03

Tabella 7.11. Parametri geometrici elemento T1

$f_{vd}$ [N/m <sup>2</sup> ]	l [m]	Vrd[KN]	Ved[KN/m]	Ved[KN]	Verifica
78920,99056	24,35	1979,377904	62,2046	957,9508	verificato

Tabella 7.12. Verifica a Taglio macroelemento T1

### Verifica a taglio del macroelemento L5

Elemento	h [m]	$\rho$	heff [m]	t [m]
L5	9,58	1,00	9,58	0,54

Tabella 7.13. Parametri geometrici del macroelemento L5

$f_{vd}$ [N/m <sup>2</sup> ]	l [m]	Vrd[KN]	Ved[KN/m]	Ved[KN]	Verifica
35377,11901	49,80	951,3614843	51,7956	496,0724	verificato

Tabella 7.14. Verifica a taglio del macroelemento L5

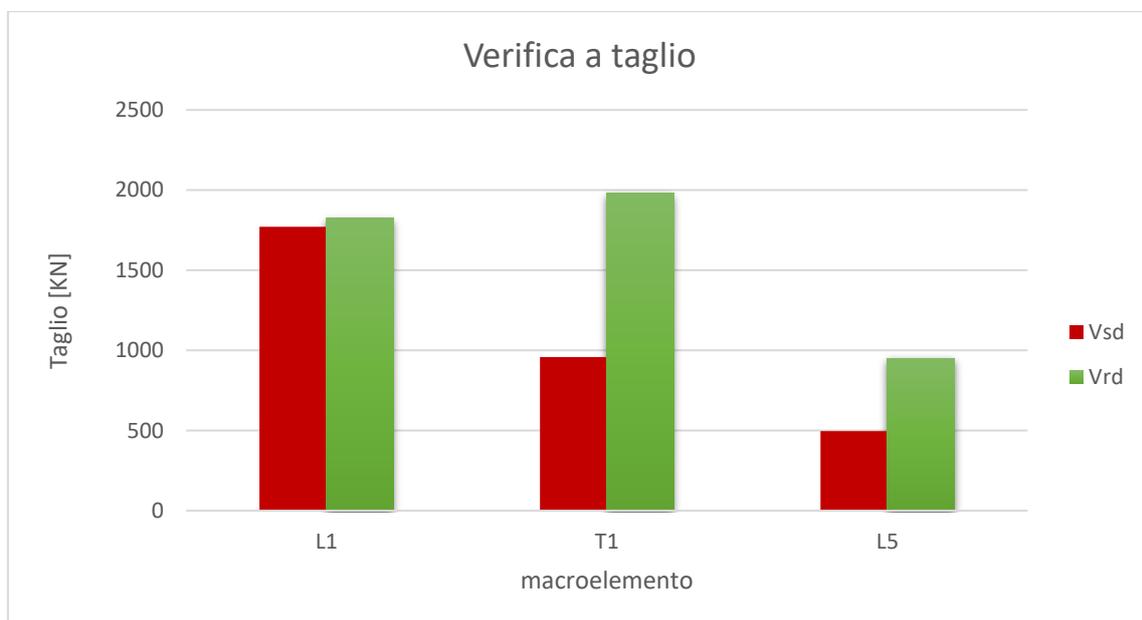


Figura 7.13. Rappresentazione grafica della verifica a taglio

Come si può notare dalla figura 7.13, la verifica a taglio di L1 risulta appena verificata, invece per gli altri due macroelementi è ampiamente verificata. Si ricorda che a favore di sicurezza non è stato utilizzato il coefficiente correttivo 1,5 per la resistenza a taglio, perciò la verifica si può ritenere, in generale, ampiamente soddisfatta.

### 7.3 Verifica degli elementi verticali: i pilastri

La verifica dei pilastri viene eseguita andando a dividere il valore dello sforzo normale per l'area del pilastro, la tensione che si ottiene viene confrontata con il valore della resistenza a compressione della muratura. Si ricorda che i pilastri sono costituiti da una muratura a "sacco", che ricopre circa l'80 % dell'area della sezione. Il sacco interno è costituito da materiale lapideo a grana fine per il primo metro di elevazione e per la restante altezza da riempimento a grana grossa. Per tale motivo il valore di resistenza a compressione al quale si fa riferimento nella verifica è quello del sacco a grana grossa pari a 672 KN/m<sup>2</sup>.

Per comprendere al meglio le ragioni di tale tipologia di verifica bisogna fare una precisazione. I pilastri sono stati inseriti inizialmente nel modello come elementi beam incastrati alla base e in cima, quindi in grado di portare il momento flettente. Successivamente tali elementi beam sono stati svincolati, sia alla base che in cima, rendendoli delle bielle in grado di sopportare solo il carico assiale. Questa scelta è giustificata dal fatto che all'epoca della costruzione della Collegiata i pilastri venivano costruiti per sopportare i carichi verticali agenti su di essi e venivano dimensionati di conseguenza. Per tale motivo la verifica viene definita dalla seguente relazione:

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \leq \sigma_{rd} \quad (7.15)$$

con

- $N_{sd}$  sforzo normale alla base del pilastro, in quanto la distribuzione è trapezoidale e si tiene in con valore massimo (caso più sfavorevole)
- $A$  area del pilastro, modellata come costante lungo la sua altezza
- $\sigma_{rd}$  resistenza a compressione del sacco interno, pari a 672 KN/m<sup>2</sup>

Nella figura seguente vengono denominati i pilastri oggetto di verifica, i quali risultano essere tutti verificati.

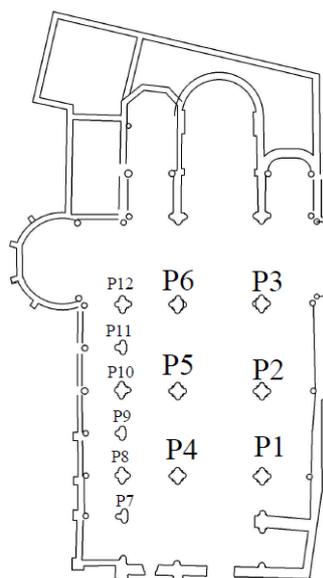


Figura 7.14. Pianta con identificazione dei pilastri

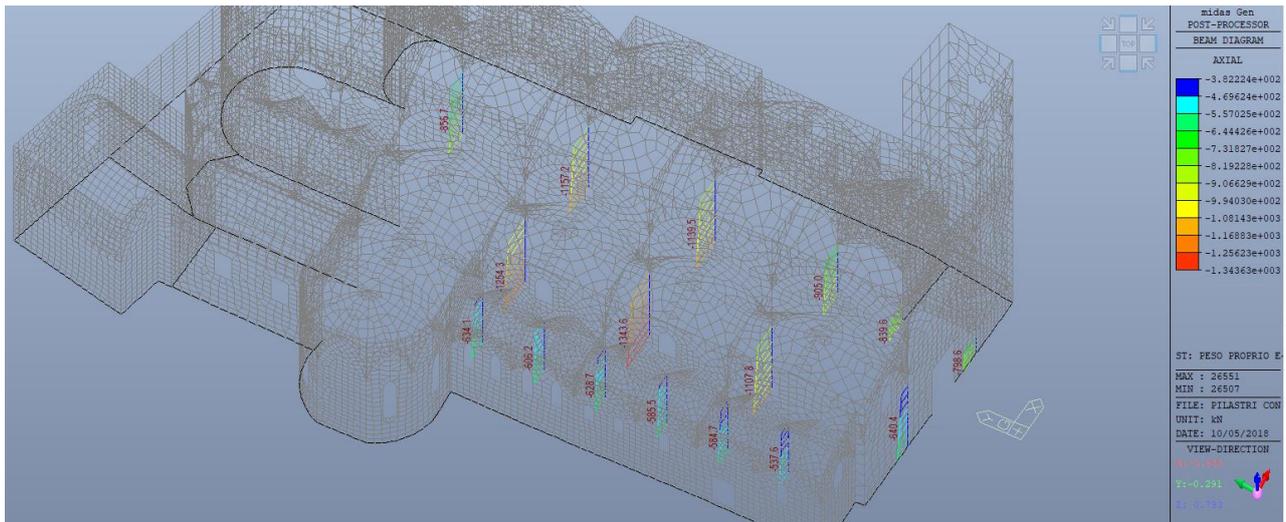
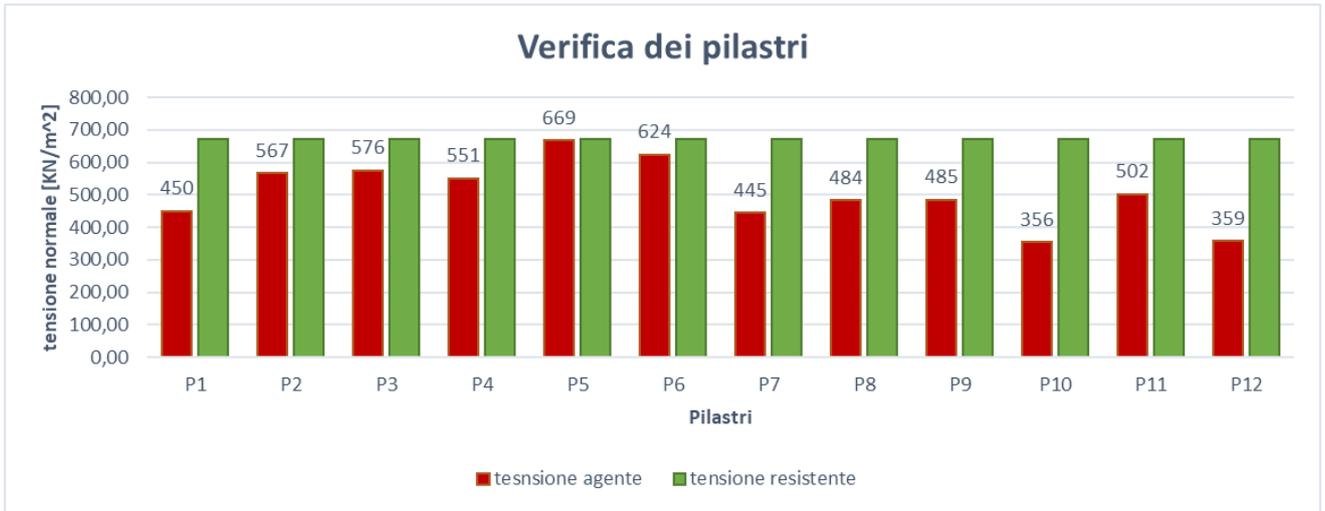


Figura 7.15. Diagrammi dello sforzo normale sui pilastri

Nella tabella e nella immagine seguente vengono riportati i risultati delle verifiche.

	d [m]	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>2</sup> ]	N [KN]	$\sigma_{rd}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	verifica
P1	1,60	2,01	0,32	905	450,34	verificato
P2	1,60	2,01	0,32	1139,5	567,03	verificato
P3	1,60	2,01	0,32	1157,2	575,84	verificato
P4	1,60	2,01	0,32	1107,8	551,25	verificato
P5	1,60	2,01	0,32	1343,6	668,59	verificato
P6	1,60	2,01	0,32	1254,3	624,15	verificato
P7	1,24	1,21	0,12	537,6	445,40	verificato
P8	1,24	1,21	0,12	584,7	484,42	verificato
P9	1,24	1,21	0,12	585,5	485,08	verificato
P10	1,50	1,77	0,25	628,7	355,95	verificato
P11	1,24	1,21	0,12	606,2	502,23	verificato
P12	1,50	1,77	0,25	634,1	359,01	verificato

Tabella 7.15. Verifica dei pilastri



*Tabella 7.16. Verifica grafica*

## 8. Stima dell'indice di vulnerabilità sismica

### 8.1 Indice di vulnerabilità sismica della Collegiata

L'indice di vulnerabilità sismica, o meglio indicatore di rischio sismico, è un valore numerico utilizzato per riassumere i risultati ottenuti a seguito di una valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente. L'indice è dato dal rapporto tra la capacità resistente della struttura e la domanda in termini di resistenza o spostamento, per tanto l'esito della verifica è positivo se l'indicatore è maggiore o uguale a 1, negativo se minore di zero. Esso sintetizza con un unico valore di facile lettura le diverse vulnerabilità della struttura, ma non è un valore esaustivo in quanto non vengono prese in considerazione le vulnerabilità di elementi non strutturali, come ad esempio la caduta di pinnacoli, ecc.

L'indice di vulnerabilità sismica viene ricavato con procedimenti diversi a seconda della tipologia strutturale. Per i luoghi di culto come la Collegiata si fa riferimento alle "Linee Guida BBCC" del 26 novembre 2010 e in particolare al paragrafo 5.4.3 "Chiese, luoghi di culto e altre strutture con grandi aule senza orizzontamenti intermedi". Nel caso studio, l'indice di vulnerabilità non può essere valutato nella sua definizione classica, cioè facendo riferimento alle "Linee Guida BBCC", in quanto servirebbero informazioni derivanti da indagini dettagliate e parzialmente invasive che non è stato possibile condurre. Per tale motivo, le verifiche di alcuni meccanismi vengono svolte sulla base di un altro parametro indicato dall' "OPCM 3431" del 2005, in particolare all'allegato 11.C "Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura".

Si riporta la formulazione 11.C.8 della suddetta Norma:

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left( 1 + 1,5 \frac{Z}{H} \right) \quad (8.1)$$

con

- $a_g$  accelerazione al suolo massima su categoria di suolo A, con probabilità massima di superamento del 10% in 50 anni, funzione della zona sismica in cui è sita la struttura
- $S$  parametro che tiene conto della stratigrafia del suolo di fondazione
- $H$  altezza rispetto alla base della fondazione della struttura pari a 16,4 m
- $q$  è il fattore di struttura posto uguale a 2
- $Z$  altezza rispetto al piano di fondazione del baricentro delle forze peso

I valori di  $a_g$  sono riportati nella tabella seguente.

Zona	Valore di $a_g$
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Figura 8.1. Tabella delle accelerazioni massime al suolo dell'OPCM 3431

Moncalieri è sito in zona 4 quindi il valore di  $a_g$  sarà pari a 0,05g:

$$a_g = 0,05g = 0,05 \cdot 9,81 = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Il parametro S viene ricavato invece dalla tabella mostrata in figura 2, ed in quanto Moncalieri è caratterizzata da un suolo di tipo B, C o E il fattore che tiene conto della stratigrafia del suolo sarà pari a 1,25.

Categoria suolo	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Figura 8.2. Tabella del fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione dell'OPCM 3431

L'altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle forze peso Z, varia in riferimento al meccanismo considerato e ottenuta andando a dividere i macroelementi in porzioni di forma regolare, calcolando le masse e i baricentri di quest'ultimi e in fine ricavando il baricentro delle masse di tutto il macroelemento considerato.

il termine  $\alpha_0^*$  è l'accelerazione sismica spettrale definita al punto 11.C.4 dell'OPCM 3431, cioè l'accelerazione che viene attivata dal meccanismo in esame, viene ricavata secondo la seguente relazione:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\alpha_0 g}{e^*} \quad (8.2)$$

con

- $g$  accelerazione di gravità
- $e^*$  frazione di massa partecipante della struttura,  $e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$
- $P_i$  peso i-esimo coinvolto nel meccanismo
- $M^*$  massa partecipante al meccanismo
- $\alpha_0$  moltiplicatore di collasso, che più avanti sarà indicato con  $\lambda$

La massa partecipante al meccanismo  $M^*$  è valutabile con gli spostamenti virtuali è risulta inferiore a tutta quella totale del sistema, viene ricavata tramite l'equazione che segue:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad (8.3)$$

con

- $n+m$  numero di forze peso  $P_i$  applicate alle masse per effetto dell'azione sismica
- $\delta_{x,i}$  spostamento del punto d'applicazione dell'i-esimo peso  $P_i$

Fatte tali considerazioni, la relazione 11.C.8 può essere modificata nel seguente modo:

$$\Gamma = \frac{a_0^*}{a_{sisma}} = \frac{\lambda}{e^* \frac{a_g S}{q} \left(1 + 1,5 \frac{Z}{H}\right)} \geq 1 \quad (8.4)$$

con

- $\Gamma$  indice di vulnerabilità

La difficoltà più grande nel determinare l'indice sta nel calcolo della frazione di massa partecipante  $e^*$ , per tanto si può effettuare una semplificazione nel calcolo dello spostamento virtuale, che viene espresso come:

$$\delta_{x,i} = y \cdot \delta\theta \quad (8.5)$$

tale espressione dello spostamento virtuale viene giustificata dalla figura 3:

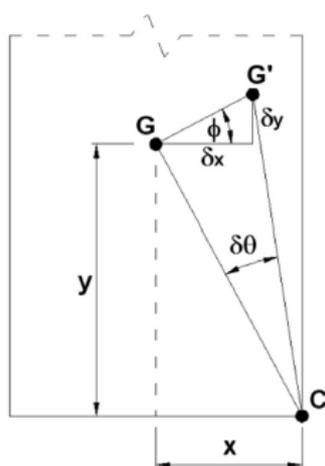


Figura 8.3. Determinazione degli spostamenti virtuali

L'espressione degli spostamenti virtuali può essere introdotta nell'equazione per il calcolo della massa partecipante  $M^*$  eliminando la dipendenza dall'angolo  $\delta\theta$ . La massa partecipante così sarà solo funzione della distanza  $X$  e il punto di formazione della cerniera, ma nel caso di studio le forze considerate sono dovute al peso e applicate a metà dello spessore per tanto  $X$  sarà sempre uguale a metà dello spessore, quindi il valore della frazione di massa partecipante  $e^*$  sarà uguale 1.

Il calcolo degli indici di vulnerabilità per i diversi meccanismi è basato sul calcolo dei moltiplicatori di collasso eseguito, per il caso della Collegiata, da Silvia Conti in "Edifici storici a pianta basilicale: analisi con modelli meccanici e valutazione degli effetti a lungo termine" (Politecnico di Torino, 2018), quindi il calcolo sarà svolto sulla base dei moltiplicatori di collasso  $\lambda$  ottenuti da Conti e considerando solo quelli associati ai meccanismi fuori dal piano e ai macroelementi trasversali, in quanto gli altri risultano troppo elevati e quindi non destano particolare preoccupazioni in termini di sicurezza.

I parametri fissi del calcolo sono riportati nella tabella seguente:

ag	ag [m/s <sup>2</sup> ]	S	e*	q	H [m]
0,05g	0,49	1,25	1	2	16,4

Tabella 8.1. Parametri fissi

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti.

- Meccanismi fuori dal piano globali

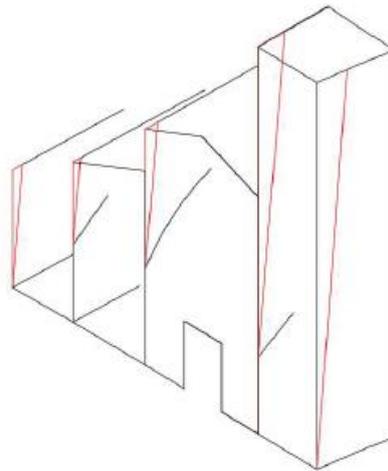


Figura 8.4. Rappresentazione grafica del meccanismo 1

Meccanismo 1	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della facciata (cattivo ammortamento)	0,04	9,70	0,68

Tabella 8.2. Calcolo indice di vulnerabilità per il meccanismo 1

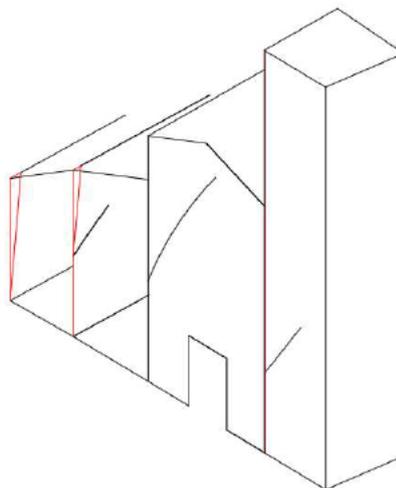


Figura 8.5. Rappresentazione grafica del meccanismo 2

Meccanismo 2	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della parete della quarta navata laterale L4 (cattivo ammortamento)	0,04	5,3	0,86

Tabella 8.3. Calcolo indice di vulnerabilità per il meccanismo 2

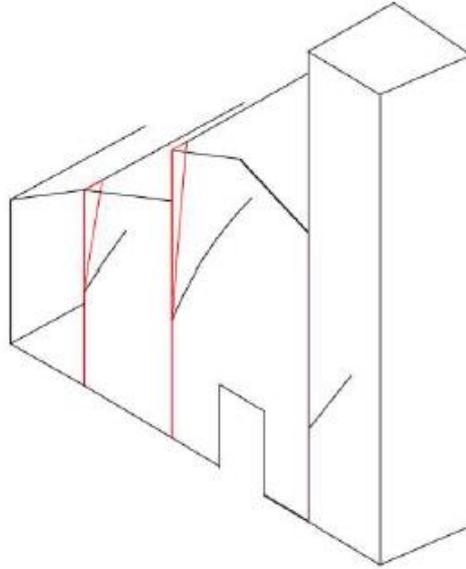


Figura 8.6. Rappresentazione grafica del meccanismo 3

Meccanismo 3	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della parete della navata laterale sinistra (cattivo ammorsamento)	0,05	6,74	0,99

Tabella 8.4. Calcolo indice di vulnerabilità per il meccanismo 3

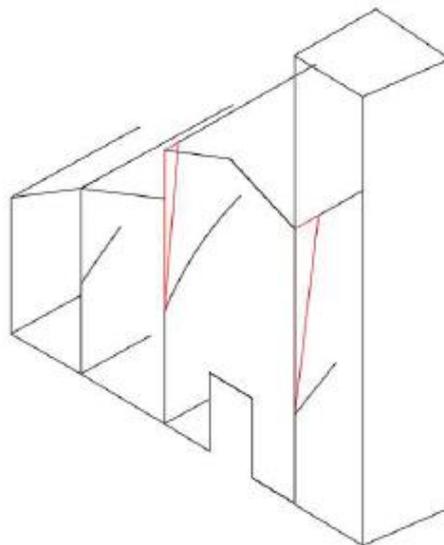


Figura 8.7. Rappresentazione grafica del meccanismo 4

Meccanismo 4	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della parete della navata centrale (cattivo ammorsamento)	0,03	11,65	0,46

Tabella 8.5. Calcolo indice di vulnerabilità per il meccanismo 4

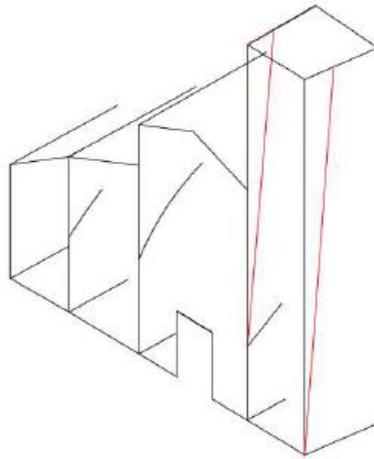


Figura 8.8. Rappresentazione grafica del meccanismo 5

Meccanismo 5	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della parete del campanile (cattivo ammorsamento)	0,04	13,25	0,58

Tabella 8.6. Calcolo indice di vulnerabilità per il meccanismo 5

- Meccanismi parziali fuori dal piano della facciata

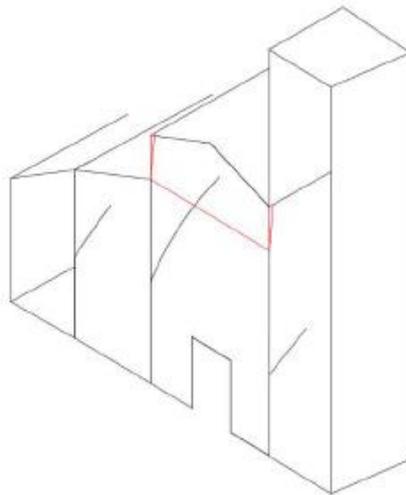


Figura 8.9. Rappresentazione grafica del meccanismo 1

Meccanismo 1	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento parziale della facciata (cattivo ammorsamento)	0,14	18,11	1,69

Tabella 8.7. Calcolo indice di vulnerabilità per il meccanismo 1

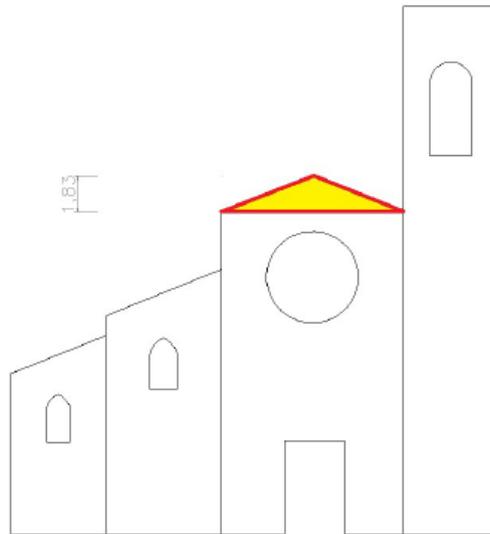


Figura 8.10. Rappresentazione grafica del meccanismo 2

Meccanismo 2	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
ribaltamento del timpano con formazione di cerniera orizzontale	0,43	16,77	5,43

Tabella 8.8. Calcolo indice di vulnerabilità per il meccanismo 2

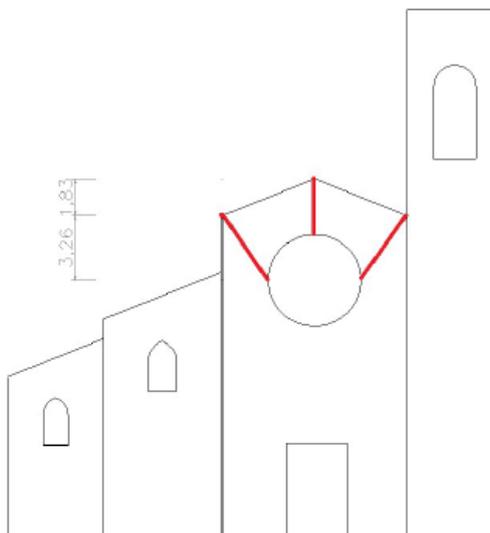


Figura 8.11. Rappresentazione grafica del meccanismo 3

Meccanismo 3	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento del timpano con formazione di cerniere oblique (cattivo ammorsamento)	0,05	16,54	0,64

Tabella 8.9. Calcolo indice di vulnerabilità per il meccanismo 3

- Meccanismi nel piano di macroelementi trasversali

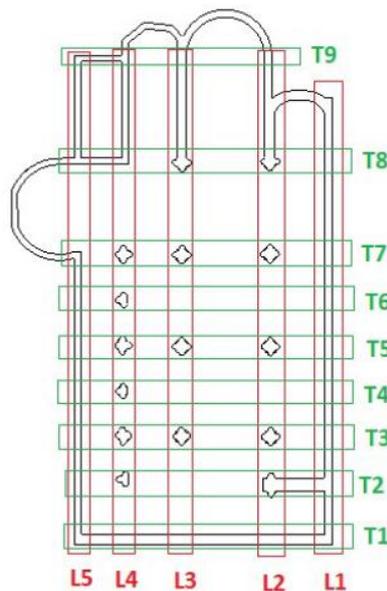


Figura 8.12. Distinzione in pianta dei macroelementi

meccanismo	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
meccanismo di colasso nel piano di elementi trasversali (T3,T5,T7,T8)	0,15	8,05	2,76
meccanismo di colasso nel piano arco trionfale (T9)	0,1	7,68	1,88

Tabella 8.10. Calcolo indice di vulnerabilità macroelementi trasversali

## 8.2 Conclusioni

Risultati del calcolo mettono in mostra come i meccanismi globali fuori dal piano hanno tutti degli indici di vulnerabilità minori di 1, mentre la situazione è più confortante per i meccanismi parziali della facciata, fatta eccezione al ribaltamento del timpano con formazione di cerniere oblique, e quelli nel piano degli elementi trasversali.

Al fine di avere un'idea del livello di vulnerabilità sismica dei vari meccanismi, si fa riferimento al paragrafo 5.3 delle LL.GG 2006, che la distinguono in:

- Alta:  $a_{slu} = 0.1-0.2g$ , cioè  $\Gamma < 0.4$
- Media:  $a_{slu} = 0.2-0.3g$ , cioè  $0.4 < \Gamma < 0.61$
- Bassa:  $a_{slu} = 0.3-0.4g$ , cioè  $\Gamma > 0.61$

Quindi nei casi peggiori, indici bassi, la Collegiata presenta alcuni meccanismi che hanno un livello di pericolosità medio.

## 9. Interventi di miglioramento sul campanile

### 9.1 Introduzione

In questo capitolo si pone l'attenzione su l'introduzione d'interventi atti al miglioramento dei solai del campanile, che come descritto in precedenza risultano marci e rendono pericolosa la salita sullo stesso. Come si vedrà si cercherà di creare dei piani rigidi in modo da migliorare il comportamento sismico della torre. Le soluzioni proposte sono due: la sostituzione del tavolato esistente, il quale risulta in condizioni pessime e mancante in certe porzioni dei solai, con dei pannelli in legno lamellare incrociato, noto come "XLAM", e l'introduzione di croci di Sant'Andrea, tramite funi d'acciaio, a connettere le travi primarie con la muratura perimetrale.

### 9.2 Tecnologia n. 1: solai in XLAM

#### 9.2.1 Legno lamellare incrociato (XLAM)

Il legno lamellare incrociato, più conosciuto come XLAM, è un materiale costruttivo di nuova generazione, che gode di ottime proprietà meccaniche e caratteristiche deformative uniformi rispetto agli elementi strutturali in legno massiccio o legno lamellare disposto lungo una sola direzione, soprattutto per quanto riguarda le proprietà in direzione ortogonale alla direzione di fibratura. Gli elementi in XLAM vengono ottenuti da tavole in legno massiccio disposti a strati incrociati, cioè se si considerano due strati essi avranno direzione di fibratura ortogonale tra di loro, e incollati insieme per mezzo di grandi pressioni in modo da creare un elemento massiccio avente capacità portate in entrambe le direzioni.

I principali vantaggi di questa tecnologia sono i seguenti:

- materiale da costruzione ecologico e sostenibile
- massima libertà nella realizzazione architettonica
- elementi strutturali snelli
- elementi strutturali facili da montare
- tempi di costruzione brevissimi, metodo di costruzione asciutto e reversibile
- idoneità per la realizzazione di edifici antisismici
- buona resistenza al fuoco
- ottima resistenza agli attacchi di umidità (aspetto importante per il caso della Collegiata)



Figura 9.1. Pannello in legno lamellare incrociato

Nel caso studio, l'attenzione si focalizza sui gli elementi strutturali "panello", i quali possono avere diversi spessori che variano dai 60 mm ai 320 mm, ed inoltre diverso numero di strati, da 3 fino a 8 strati.

### 9.2.2 Introduzione dei pannelli in XLAM nel modello

Il formato dei pannelli scelti in sostituzione del tavolato è a 3 strati di 20 mm ciascuno, quindi per uno spessore totale di 60 mm, sulla base d'interventi simili che sono stati effettuati in altri edifici ecclesiastici. La scelta di tale formato è buon compromesso tra la leggerezza dei pannelli stessi, che devono essere trasportati ad una certa quota, in quanto si lavora su una struttura che è a prevalente sviluppo verticale, e le buone caratteristiche meccaniche che offre. Si ricorda che le strutture ecclesiastiche sono beni tutelati e quindi si cerca di effettuare degli interventi che rispettino lo stile della struttura, evitando l'uso di calcestruzzo. Per tale motivo s'introducono questi pannelli al fine di creare un piano rigido in grado di sopportare i carichi orizzontali prodotti da un eventuale carico sismico evitando il getto della classica soletta in calcestruzzo di 5 cm, ma effettuando un intervento totalmente a secco e reversibile denominato "rinforzo legno-legno per solai esistenti".

La norma di riferimento per il calcolo delle proprietà meccaniche è la "CRN-DT 206/2007". Il legno lamellare che viene scelto è denominato con il nome di "GL36h" e le sue caratteristiche sono riportate nella tabella 18-4 della suddetta norma:

**Tabella 18-4**-Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo e combinato(EN1194)

Valori caratteristici di resistenza e modulo elastico		GL24h	GL24c	GL28h	GL28c	GL32h	GL32c	GL36h	GL36c
<b>Resistenze (MPa)</b>									
flessione	$f_{m,g,k}$	24		28		32		36	
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	16.5	14.0	19.5	16.5	22.5	19.5	26	22.5
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.40	0.35	0.45	0.40	0.50	0.45	0.60	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	24.0	21.0	26.5	24.0	29.0	26.5	31.0	29.0
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$	2.7	2.4	3.0	2.7	3.3	3.0	3.6	3.3
taglio	$f_{v,g,k}$	2.7	2.2	3.2	2.7	3.8	3.2	4.3	3.8
<b>Modulo elastico (GPa)</b>									
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	11.6	11.6	12.6	12.6	13.7	13.7	14.7	14.7
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	9.4	9.4	10.2	10.2	11.1	11.1	11.9	11.9
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	0.39	0.32	0.42	0.39	0.46	0.42	0.49	0.46
modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	0.72	0.59	0.78	0.72	0.85	0.78	0.91	0.85
<b>Massa volumica (kg/m<sup>3</sup>)</b>									
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	380	350	410	380	430	410	450	430

Figura 9.2. Tabella 18-4 CNR-DT 206/2007

Il pannello che viene considerato presenta un numero di strati che è dispari, quindi agli elementi finiti si dovrà modellare un pannello ortotropo. La metodologia con cui vengono calcolati i moduli elastici del pannello si basa sulla pubblicazione di Andrea Bernasconi “Il calcolo dell’XLAM: basi, normative, progettazione, applicazione”, la quale propone di moltiplicare semplicemente il valore del modulo elastico parallelo alle fibre per il numero degli strati nella direzione considerata, considerando nullo il modulo ortogonale alle fibre.

direzione y			direzione x		
$E_{//}$ [Gpa]	$n_{strati}$	$E_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{//}$ [Gpa]	$n_{strati}$	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]
14,7	2	29400	14,7	1	14700

Tabella 9.1. Valori dei moduli elastici del pannello

$G_{o,mean}$ [GPa]	0,91
$G_{o,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	910

Tabella 9.2. Valori del modulo di taglio del pannello

I pannelli in XLAM, come detto in precedenza, sostituiscono il tavolato esistente e vengono connessi alle travi secondarie esistenti tramite connettori metallici. Si ricorda che comunque questo intervento prevede la sostituzione delle travi secondarie danneggiate, come indicato sulle tavole tecniche e sui paragrafi sul degrado, ed inoltre il miglioramento della condizione di ammassamento di quest’ultime.

I particolari dell’intervento vengono descritti dalle Tavole T4, T5 e T6.

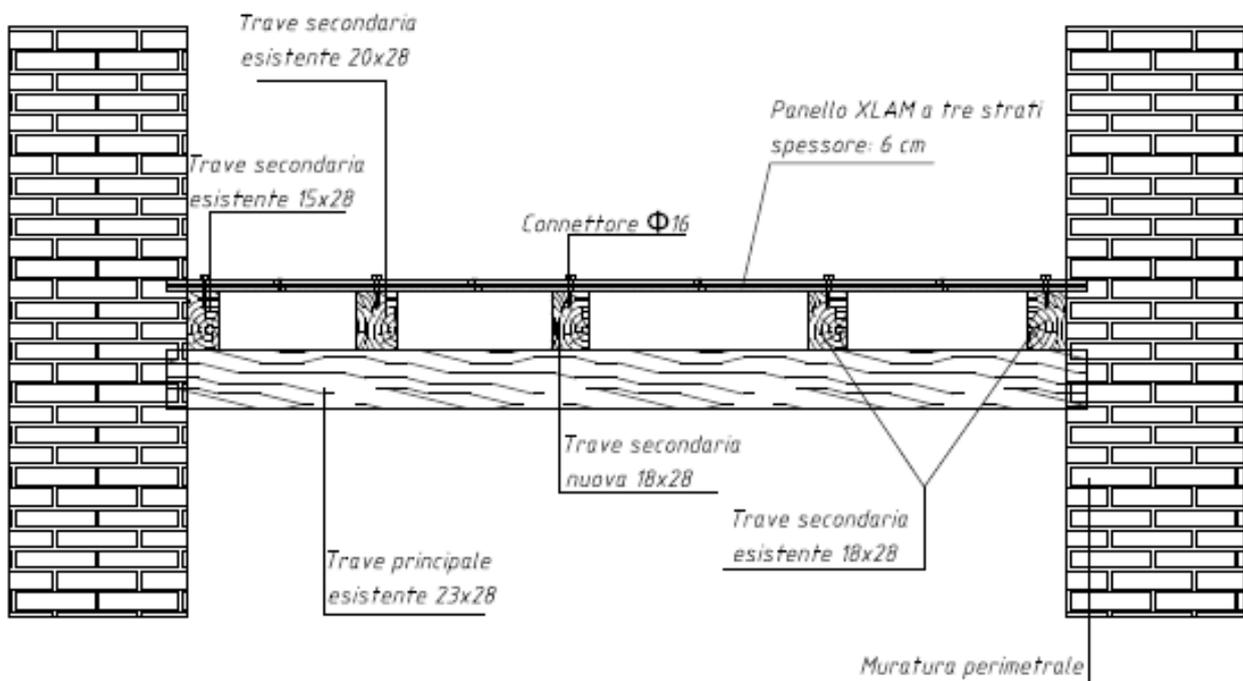


Figura 9.3. Esempio sezione tipo, solai P0

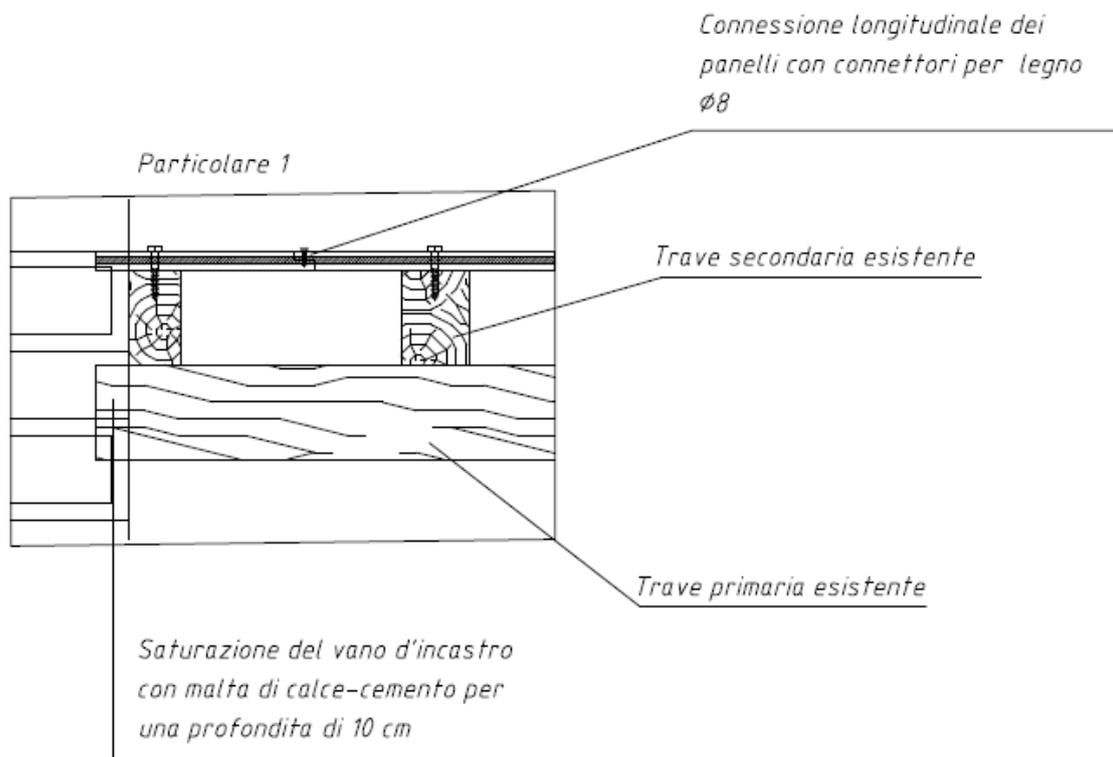


Figura 9.4. Particolare costruttivo dell'intervento

Si passa alla creazione del pannello ortotropo da introdurre nel modello agli elementi finiti. Come per prima cosa bisogna creare il materiale ortotropo e inserire i valori dei moduli precedentemente calcolati e il valore del peso specifico del materiale.

Material Data

General  
Material ID: 6 Name: Xlam\_3s

Elasticity Data  
Type of Design: User Defined  
User Defined  
Standard: None DB: [ ]  
Concrete  
Standard: [ ] Code: [ ] DB: [ ]

Type of Material  
 Isotropic  Orthotropic

User Defined

	Local-x	Local-y	Local-z	
Modulus of Elasticity :	1.4700e+004	2.9400e+004	0	N/mm <sup>2</sup>
Thermal Coefficient :	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	1/[C]

	Local-xy	Local-xz	Local-yz	
Shear Modulus :	9.1000e+002	0	0	N/mm <sup>2</sup>
Poisson's Ratio :	0	0	0	

Weight Density : 4.4145E-060 N/mm<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 0 N/mm<sup>3</sup>/g

Plasticity Data  
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model  
Concrete: None Steel: None

Thermal Transfer  
Specific Heat : 0 J/N\*[C]  
Heat Conduction : 0 J/mm\*hr\*[C]  
Damping Ratio : 0

OK Cancel Apply

Figura 9.5. Introduzione del materiale ortotropo

Come si può vedere dalla figura 5, il valore del modulo in direzione z è posto uguale a zero, come quelli dei moduli di taglio nei piani x-z e y-z, in quanto il materiale sarà impiegato in pannelli (lo spessore è trascurabile), quindi viene considerato solo il piano x-y.

Definito il materiale, vengono creati degli elementi di tipo Plate, aventi spessore di 60 mm e collocati alle quote in cui si trovano i solai.

Quote solai [m]	
P0	19
P1	15,14
P2	11,09

Tabella 9.3. Quote dei solai

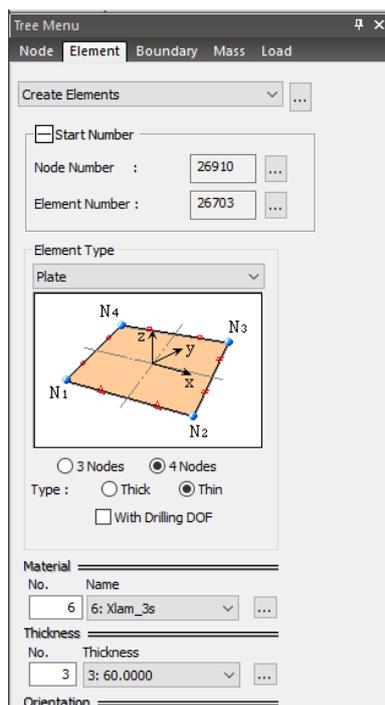


Figura 9.6. Introduzione dell'elemento plate

In questa fase bisogna prestare particolare attenzione, in quanto l'elemento nuovo che si sta introducendo deve essere meshiato, perciò bisogna fare in modo che tutti i punti estremi dell'elemento plate vana a combaciare con i nodi del campanile, in modo da riuscire a unire le due mesh e ottenere un risultato corretto.

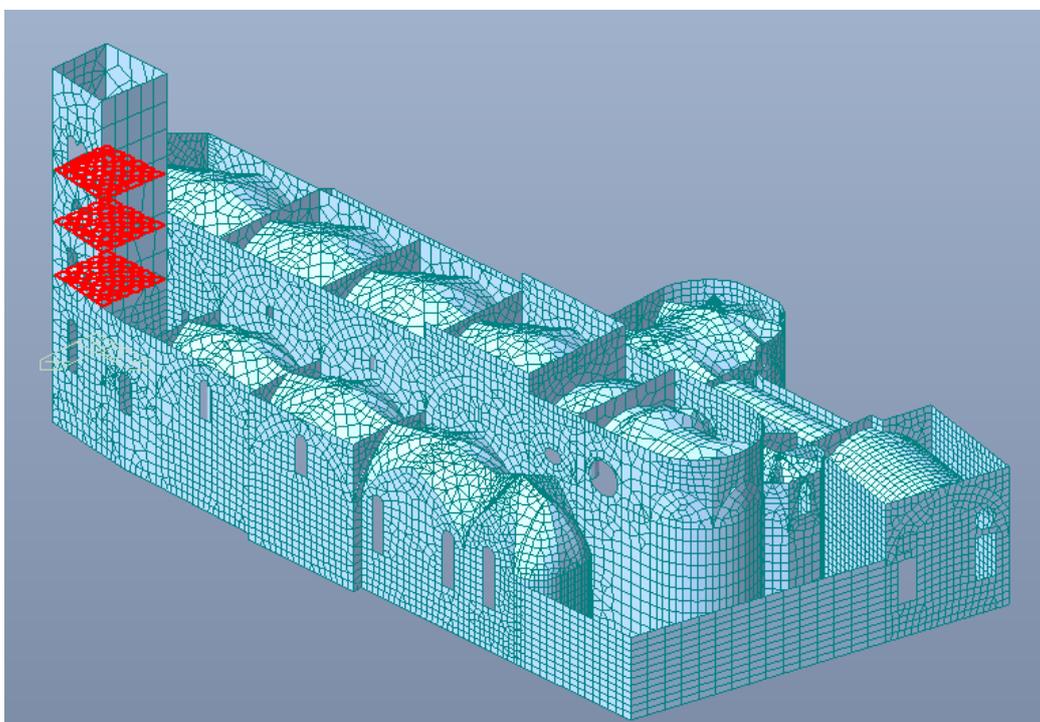


Figura 9.7. Modello della Collegiata con i solai in XLAM

### 9.2.3 Risultati dell'analisi

L'analisi svolta è di tipo dinamica lineare, quindi si considera la combinazione sismica dove il sisma è applicato nelle 2 direzioni e considerando anche le componenti negative si hanno quattro combinazioni, delle quali si fa l'involuppo per valutare gli effetti massimi.

In prima battuta si va a valutare se i pannelli inseriti possono essere considerati dei piani rigidi. In *midas gen* è presente un'opzione che rileva in automatico le superfici orizzontali presenti nel modello ed è possibile assegnare a ciascuna di loro una rigidezza infinita, quindi il piano diventa infinitamente rigido.

	Module Name	Story Name	Level(mm)	Height(mm)	Floor Diaphragm
	Base	4F	19000.00	0.00	Consider
	Base	3F	15140.00	3860.00	Consider
	Base	2F	11090.00	4050.00	Consider
▶	Base	1F	-0.01	11090.01	Do not consider
*					

Figura 9.8. Creazione del piano infinitamente rigido

La Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 al paragrafo C7.2.6 dice che:

*“Gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono perché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Particolare attenzione va posta quando abbiano forma molto allungata o comunque non compatta: in quest’ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, soprattutto se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non ne riducano significativamente la rigidezza. Essi possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali massimi in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l’assunzione di piano rigido”*

*Circolare n.617 del 2 febbraio 2009*

Quindi i piani del solaio vengono modellati sia come infinitamente rigidi sia con la rigidezza reale e si fa un confronto tra i due modelli. I risultati di tale confronto vengono riportati nelle tabelle seguenti, nelle quali vengono confrontati gli spostamenti ai 4 nodi estremi per ogni piano.

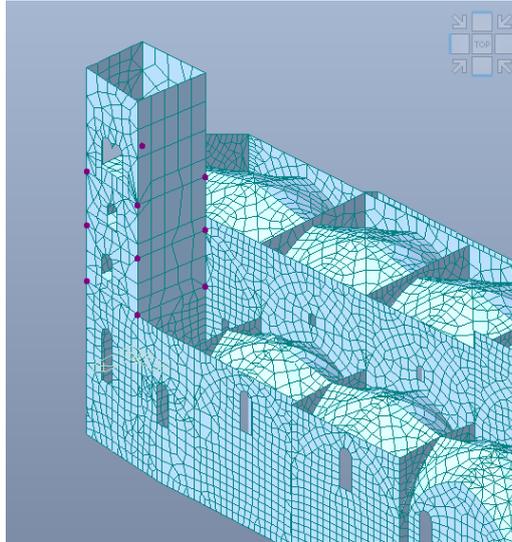


Figura 9.10. Nodi oggetto di confronto

- Solaio P0

nodi modello con pannelli in XLAM				
	76	730	994	56
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
gLCB2	2,16	2,64	4,20	3,89
gLCB3	2,80	2,44	2,57	3,06
gLCB4	2,67	3,20	5,43	5,42
gLCB5	4,28	3,16	3,79	4,99

umax [mm]	4,28	3,20	5,43	5,42
-----------	------	------	------	------

Tabella 9.4. Tabella spostamenti P0 modello con pannelli in XLAM

nodi modello con pannelli infinitamente rigidi				
	76	730	994	56
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
gLCB2	2,34	2,76	4,69	4,45
gLCB3	2,54	2,59	2,33	2,27
gLCB4	2,81	3,38	5,79	5,55
gLCB5	3,88	3,30	3,28	3,87

umax [mm]	3,88	3,38	5,79	5,55
$\Delta u$ [%]	9	-5	-6	-2

Tabella 9.5. Tabella spostamenti P0 modello con pannello infinitamente rigido

- Solaio P1

nodi modello con pannelli in XLAM				
	3169	882	1155	15
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
gLCB2	4,04	5,39	7,20	6,17
gLCB3	6,25	6,46	6,92	6,56
gLCB4	4,15	4,80	7,90	7,79
gLCB5	5,13	5,27	6,58	6,39

umax [mm]	6,25	6,46	7,90	7,79
-----------	------	------	------	------

Tabella 9.6. Tabella spostamenti P1 modello con pannelli in XLAM

nodi modello con pannelli infinitamente rigidi				
	3169	882	1155	15
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
gLCB2	3,98	5,82	8,15	6,84
gLCB3	5,96	6,26	6,31	5,95
gLCB4	4,60	5,08	8,18	8,00
gLCB5	4,76	4,76	4,98	5,00

umax [mm]	5,96	6,26	8,18	8,00
$\Delta u$ [%]	5	3	-3	-3

Tabella 9.7. Tabella spostamenti P1 modello con pannello infinitamente rigido

- Solaio P2

nodi modello con pannelli in XLAM				
	26750	1264	1204	1206
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
gLCB2	7,02	8,67	10,48	8,92
gLCB3	10,83	11,41	11,95	11,18
gLCB4	6,72	7,19	10,50	10,38
gLCB5	8,28	8,57	10,06	9,88

umax [mm]	10,83	11,41	11,95	11,18
-----------	-------	-------	-------	-------

Tabella 9.8. Tabella spostamenti P2 modello con pannelli in XLAM

nodi modello con pannelli infinitamente rigidi				
	26750	1264	1204	1206
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
gLCB2	7,04	9,24	11,58	9,73
gLCB3	10,54	11,03	11,12	10,56
gLCB4	7,18	7,55	10,92	10,80
gLCB5	7,65	7,73	8,08	8,01

umax [mm]	10,54	11,03	11,58	10,80
$\Delta u$ [%]	3	3	3	3

Tabella 9.9. Tabella spostamenti P2 modello con pannello infinitamente rigido

Dal confronto risulta che la differenza degli spostamenti è sempre nell'intorno del più o meno 10% e quindi il piano può essere considerato infinitamente rigido.

Si passa alla valutazione degli spostamenti in testa al campanile confrontandoli con quelli del modello senza interventi. I risultati vengono mostrati nelle tabelle che seguono nella combinazione che massimizza gli effetti del sisma.

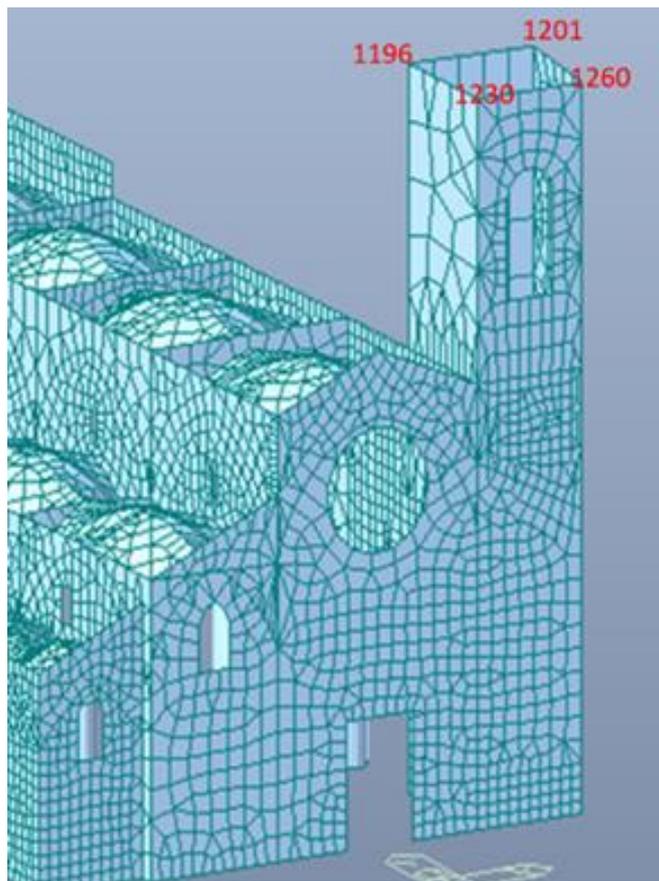


Figura 9.11. Nodi esaminati

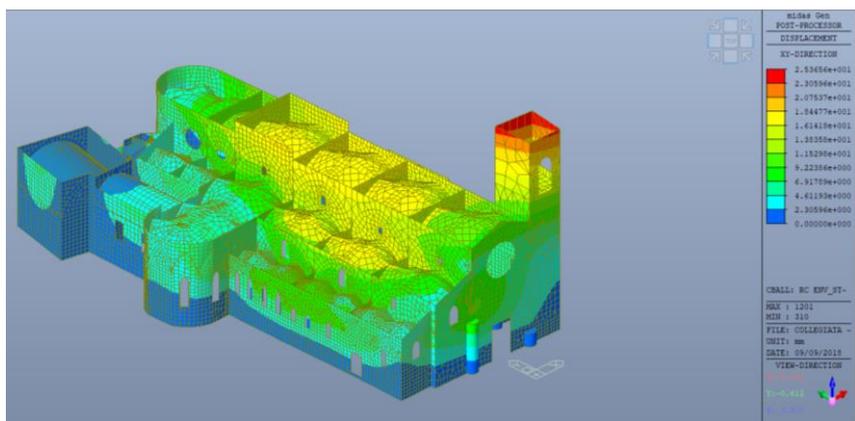


Figura 9.12. Contour degli spostamenti del modello con pannelli in XLAM

nodi modello senza interventi				
	1230	1260	1201	1196
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
CBall	22,86	24,35	26,44	25,11

Tabella 9.10. Spostamenti in testa al campanile del modello senza interventi

nodi modello con pannelli in XLAM				
	1230	1260	1201	1196
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
CBall	22,51	23,72	25,37	24,30

Tabella 9.11. Spostamenti in testa al campanile del modello con solai in XLAM

Differenze tra i due modelli in percentuale				
nodi	1230	1260	1201	1196
$\Delta u$ [%]	-7	-6	-7	-7

Tabella 9.12. Differenza in percentuale degli spostamenti

Viene fornita anche una rappresentazione grafica delle differenze.

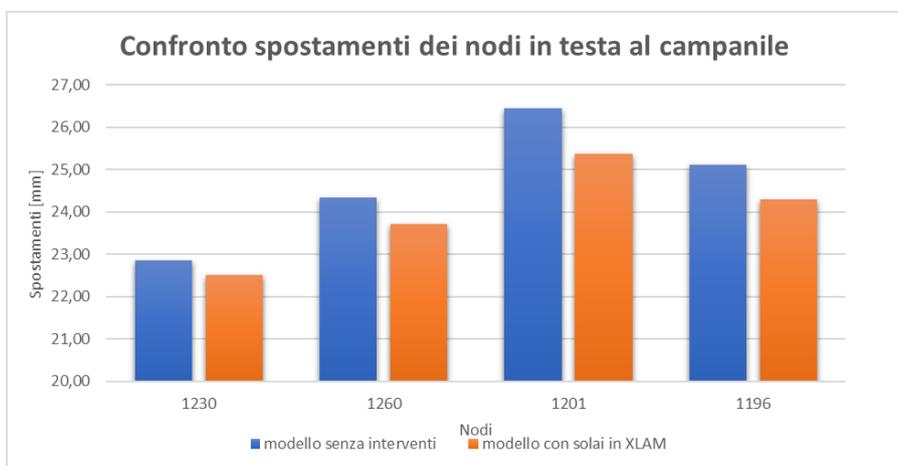


Figura 9.13. Confronto grafico spostamenti modello senza interventi modello con solai in XLAM

In conclusione, l'intervento non produce dei miglioramenti marcati, la riduzione degli spostamenti è minore del 10 per cento e dal punto di vista dinamico non vi è riduzione dei periodi della struttura.

### 9.3 Tecnologia n.2: croci di Sant'Andrea in acciaio

In questo paragrafo viene proposta una soluzione alternativa a quella descritta nei paragrafi precedenti. La nuova soluzione consiste nell'impiego di tiranti in acciaio al fine di connettere le travi principali alla muratura perimetrale come viene mostrato in figura.

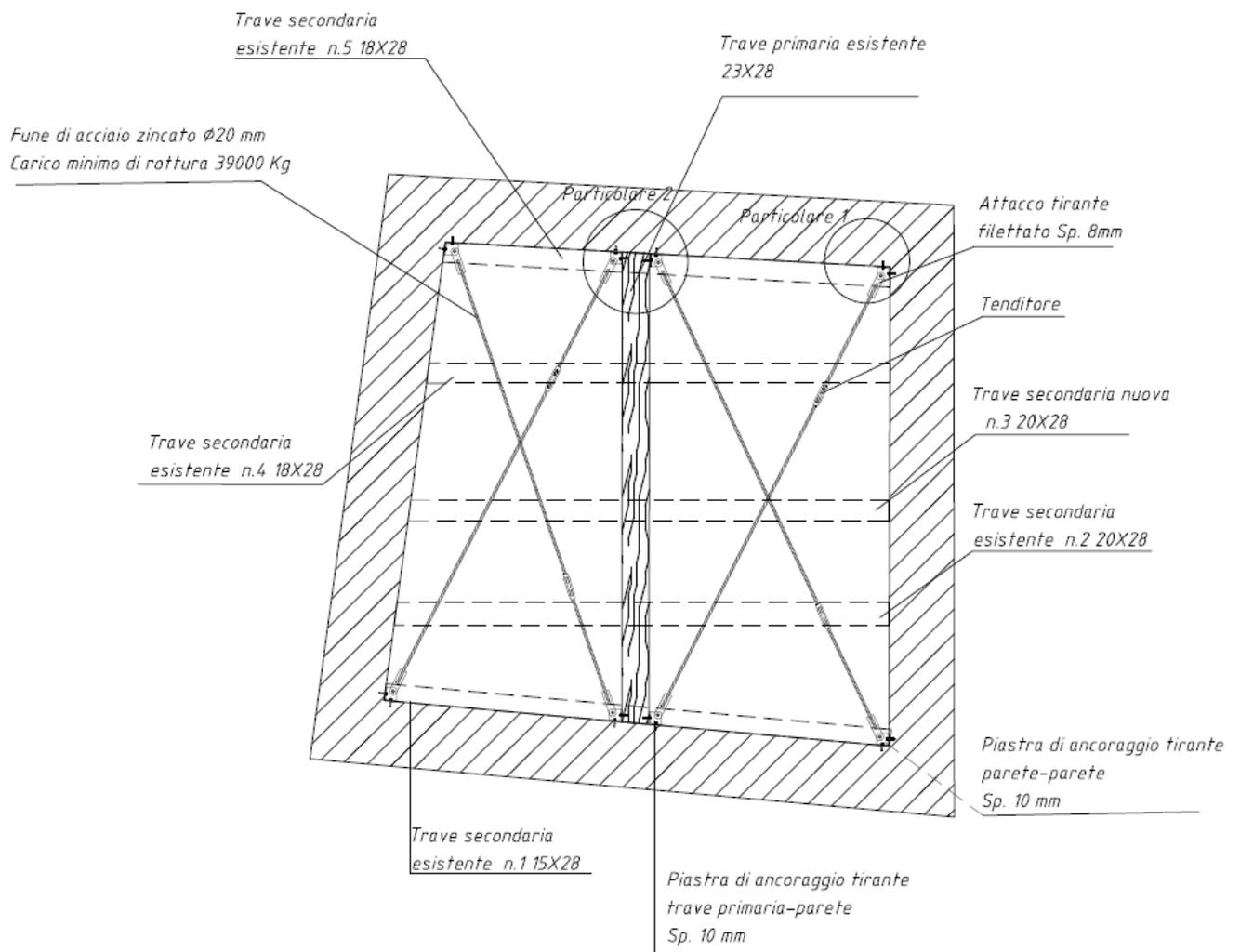


Figura 9.14. Intervento con Croci di Sant'Andrea solaio P0

I tiranti sono funi in acciaio zincato con diametro di 20 mm, essi vengono ancorati tramite degli angolari alle murature, da un lato, e alla trave principale dall'altro, in modo da conferire una rigidità maggiore al piano.

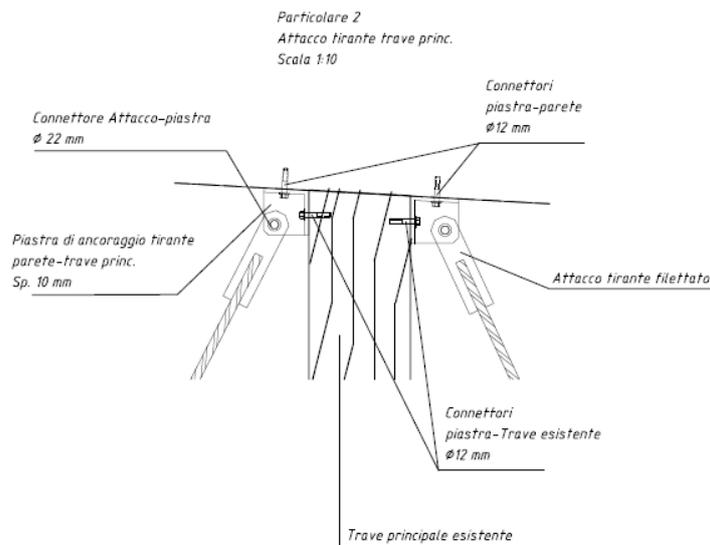


Figura 9.15. Dettaglio dell'intervento

L'intervento prevede, come quello precedente, la sostituzione delle travi danneggiate, la cura dell'ammorsamento di quest'ultime e la sostituzione del tavolato esistente. I dettagli tecnici sono riportati nelle tavole T7, T8 e T9.

### 9.3.1 Introduzione delle croci di Sant'Andrea nel modello

I tiranti in acciaio vengono modellati come elementi "Truss" di tipo "tension only" e impostando come materiale l'acciaio e sezione 20 mm.

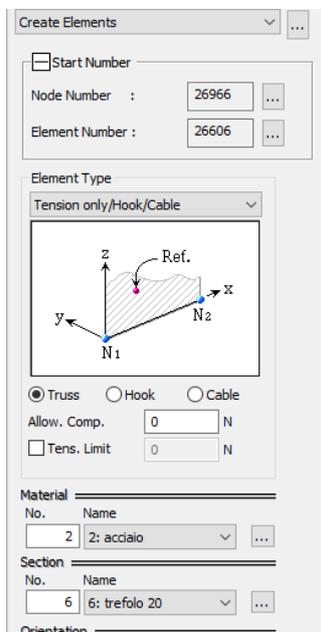


Figura 9.16. Modellazione dei tiranti

Una volta modellati i tiranti essi vengono inseriti nel modello alle stesse quote a cui si trovano le travi principali.

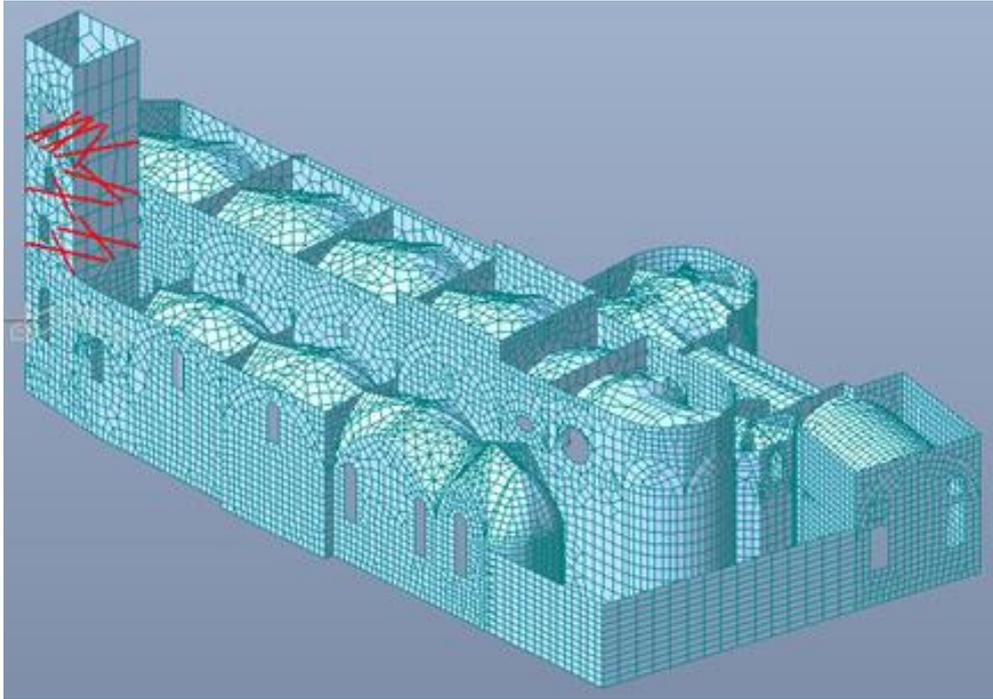


Figura 9.17. Modello con croci di Sant'Andrea nel campanile

### 9.3.2 Risultati dell'analisi

Come nei paragrafi precedenti vengono confrontati gli spostamenti dei nodi in testa al campanile confrontandoli con quelli del modello senza interventi. Nelle tabelle seguenti vengono riportati i risultati dell'analisi dinamica lineare nella combinazione che massimizza l'effetto del sisma nelle quattro direzioni.

		nodi modello senza interventi			
		1230	1260	1201	1196
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
CBall		22,86	24,35	26,44	25,11

Tabella 9.13. Spostamenti in testa al campanile del modello senza interventi

		nodi modello con tiranti in acciaio			
		1230	1260	1201	1196
Combinazione	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]	uxy [mm]
gLCB2		21,34	22,83	24,70	23,37

Tabella 9.14. Spostamenti in testa al campanile del modello con tiranti in acciaio

		Differenze tra i due modelli in percentuale			
nodi		1230	1260	1201	1196
$\Delta u$ [%]		-7	-6	-7	-7

Tabella 9.15. Differenza in percentuale degli spostamenti.

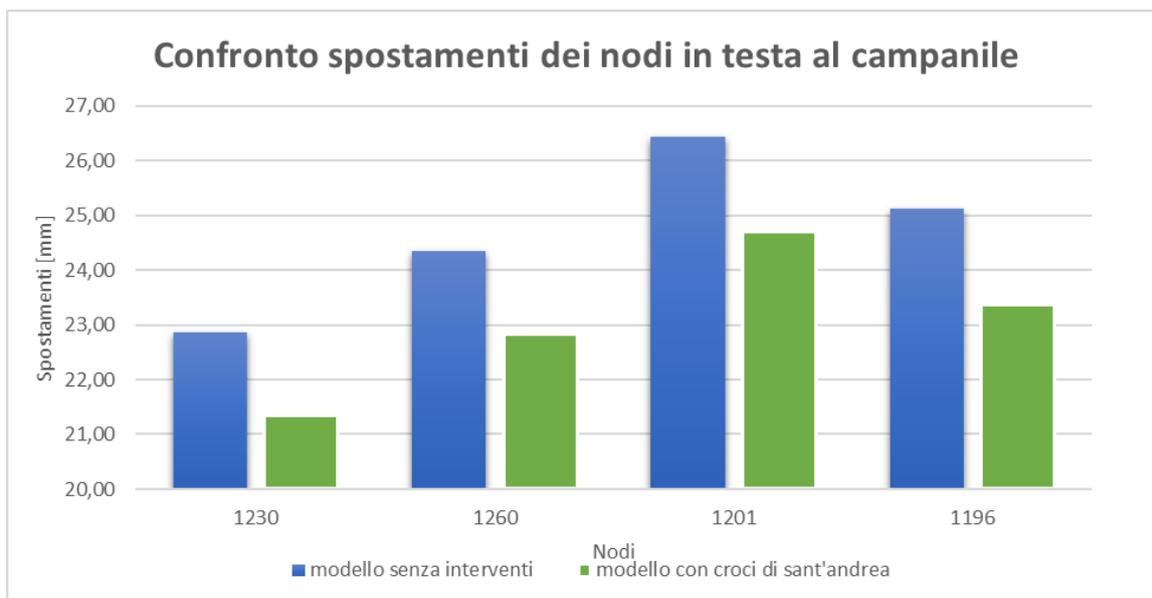


Figura 9.18. Confronto grafico spostamenti modello senza interventi modello con croci di Sant'Andrea

Come si può leggere dalla tabella 15 la riduzione degli spostamenti si attesta attorno al 7%, dal punto di vista dinamico non vi sono cambiamenti rispetto al modello senza interventi.

## 9.4 Confronto dei risultati ottenuti tra la tecnologia n.1 e n.2

Si passa al confronto dei risultati ottenuti per le due soluzioni al fine di capire quale sia la migliore, non solo in termini statici e dinamici, ma anche dal punto di vista economico.

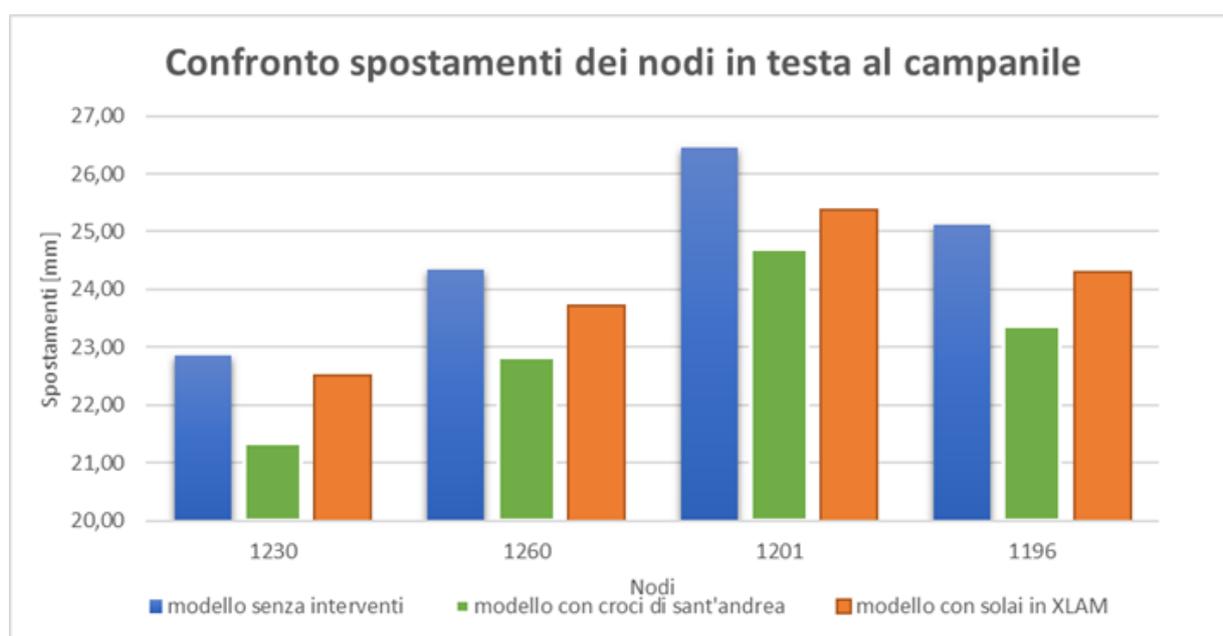


Figura 9.19. Confronto degli spostamenti tra i tre modelli

Come si può vedere dalla figura 18, la soluzione più efficace è quella con le croci di Sant'Andrea, in cui la riduzione degli spostamenti si presenta più marcata.

Passando al lato economico, viene riportato un computo metrico considerando solo il costo del materiale, trascurando il costo della mano d'opera e delle connessioni.

Analisi dei costi dei pannelli in XLAM			
	prezzo [€/m <sup>2</sup> ]	superficie da ricoprire [m <sup>2</sup> ]	costo [€]
P0	80	18	1418
P1	80	18	1418
P2	80	20	1613
costo totale			€ 4.450

Tabella 9.16. Analisi dei costi dei pannelli in XLAM

	Analisi dei costi dei tiranti da 20 mm			costo tavolato nuovo		
	prezzo [€/m]	lunghezze [m]	costo [€]	prezzo [€/m <sup>2</sup> ]	superficie da ricoprire [m <sup>2</sup> ]	costo [€]
P0	3,05	17,72	54	38	18	674
P1	3,05	17,86	54	38	18	674
P2	3,05	28,27	86	38	20	766
costo totale						€ 2.308

Tabella 9.17. Analisi dei costi soluzione croci di Sant'Andrea+tavolato nuovo

La soluzione che, in termini dinamici e economici, si rivela migliore è quella che prevede l'introduzione delle croci di Sant'Andrea nel campanile. Essa garantisce comunque una riduzione degli spostamenti del campanile sotto sisma modesta a praticamente la metà del prezzo. Il campanile, non essendo un'attrazione turistica della città di Moncalieri, è accessibile solo al personale autorizzato, quindi tale soluzione può andare bene e garantisce maggiore sicurezza per la salita su di esso. In fine si riportano delle tabelle in cui viene riportata la massa vibrante progressiva per i primi tre modi di vibrare, dalle quali si può notare come con l'introduzione degli interventi proposti quest'ultima diminuisce a conferma dell'efficacia delle soluzioni proposte.

modello senza interventi		
modo	frequenza [hz]	massa vibrante [kg]
1	1,746	3486,86
2	2,2468	3491,22
3	2,597	3527,82

Tabella 9.18. Massa vibrante progressiva del modello senza interventi

Solai in XLAM		
modo	frequenza [hz]	massa vibrante [kg]
1	1,757	3482,53
2	2,268	3483,62
3	2,641	3517,27

*Tabella 9.19. Massa vibrante progressiva del modello con solai in XLAM*

Croci di Sant'Andrea in acciaio		
modo	frequenza [hz]	massa vibrante [kg]
1	1,771	3403,22
2	2,58	3404,08
3	2,602	3431,88

*Tabella 17. Massa vibrante progressiva del modello con croci di sant'Andrea in acciaio nei solai*

## 10. Interventi di miglioramento sulla copertura

### 10.1 Introduzione

In questo capitolo si cercherà di trovare delle soluzioni per quanto riguarda la copertura della Collegiata, non tanto perché essa si trova in cattive condizioni, ma allo scopo di renderla come un piano rigido. Infatti, una cosa che accomuna la stragrande maggioranza degli edifici ecclesiastici è proprio la mancanza di un piano rigido in grado garantire un comportamento scatolare della struttura e una maggiore sicurezza nei confronti degli eventi sismici.

Nel caso studio si cercherà di creare un piano rigido proprio in copertura, in quanto le volte non possono essere considerate rigide. A tale scopo è stato creato un modello FEM della copertura valutando gli effetti degli interventi sia su di essa sia sulla struttura sottostante. Gli interventi che vengono introdotti in questo capitolo sono sempre sulla base di quelli sul campanile, evitando l'uso di calcestruzzo nel rispetto del bene tutelato. Le soluzioni proposte sono due: l'introduzione di controventi metallici di falda e una pannellatura intradossale in legno lamellare incrociato XLAM.

### 10.2 Descrizione della copertura

La copertura della Collegiata segue la geometria della struttura sottostante e quindi la differenza di quota delle navate che la compongono. La navata centrale è a due falde e si divide in 4 spicchi triangolari nella parte finale in corrispondenza dell'abside. Le navate laterali invece sono a una falda e si trovano ad una quota minore rispetto alla copertura della navata centrale. L'intero manto della copertura è rivestito di coppi in laterizio.

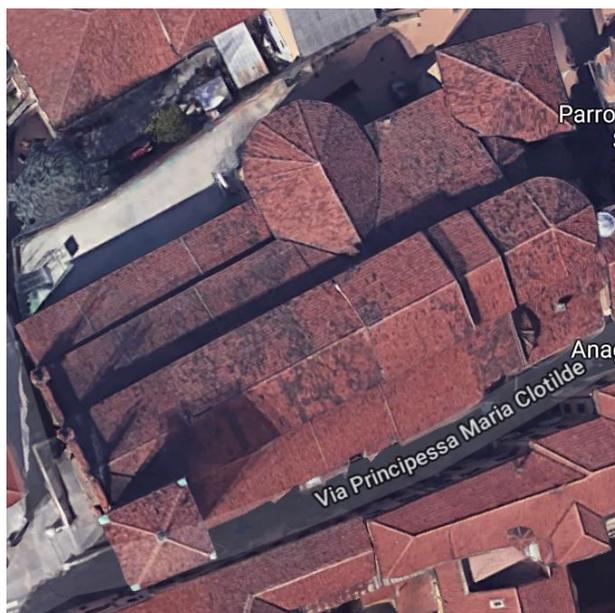


Figura 10.1. Collegiata di Santa Maria della Scala, google maps

La copertura della navata centrale presenta uno schema statico che la caratterizza come “alla piemontese”, ciò è dovuto dal fatto che il colmo interseca il monaco ad un una quota inferiore rispetto al punto d’incontro dei puntoni che determinano la pendenza del tetto. Le capriate sono posizionate in corrispondenza dell’inizio e della fine di ogni volta che costituisce la navata centrale e poggiano sui macroelementi longitudinali.



*Figura 10.2. Capriata tipica di una copertura "alla piemontese"*

Escludendo la parte iniziale e finale delle volte, la copertura è caratterizzata dalla presenza di falsi puntoni. Ciò vuole dire che non vi sono catene a riprendere la spinta che i falsi puntoni esercitano sui macroelementi longitudinali sui quali poggiano.

### 10.3 Modellazione FEM della copertura

La copertura viene modellata con due “sotto-modelli”, cioè è stato realizzato un modello della navata centrale, che si trova ad una quota superiore rispetto le altre, e il modello della navata laterale di Via Clotilde. Non è stato possibile modellare le navate di Via Alfieri in quanto è stato impossibile reperire delle tavole tecniche (sezioni), di queste, ma solo della navata centrale e quella di Via Clotilde. Dal rilievo fotografico della copertura si può notare, comunque, che le pendenze dei falsi puntoni della navata Alfieri sono simili a quelle della navata Clotilde, per ciò è lecito assumere che il modello di quest’ultima navata sia rappresentativo anche del comportamento delle altre laterali.

#### 10.3.1 Navata centrale

La navata principale presenta tre volte, la volta in corrispondenza dell’arco trionfale e due piccole volte finali. La relativa copertura presenta la stessa quota per le prime tre volte, poi in corrispondenza dell’arco trionfale subisce un aumento di altezza ed infine nelle piccole volte finali torna alla quota originaria. Per semplicità si è scelto di escludere dalla modellazione la parte finale

di copertura cioè quella che ricopre l'abside. Seguendo le indicazioni fornite dalle tavole tecniche si ottiene il modello geometrico mostrato in figura.

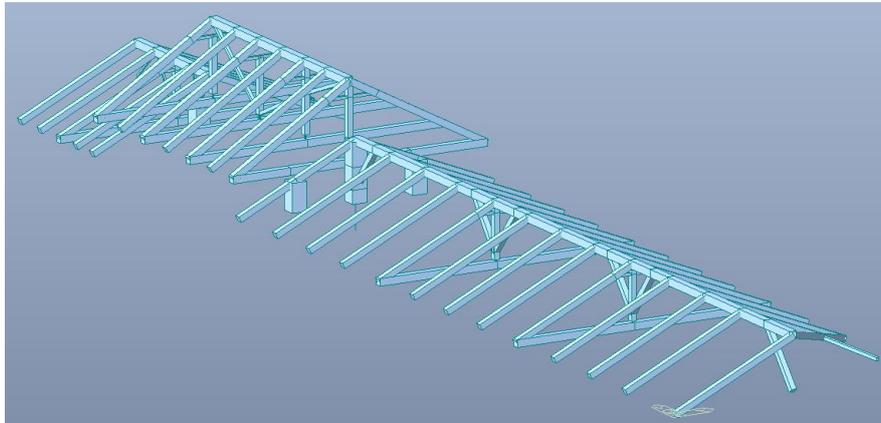


Figura 10.3. Geometria della copertura della navata centrale

Il materiale costituente la copertura è legno di rovere, molto usato all'epoca della costruzione della struttura per la realizzazione di tetti. Le caratteristiche meccaniche del materiale, ai fini della modellazione FEM, vengono estratti dalla norma UNI EN 338. La categoria scelta è il legno di rovere D24, le cui caratteristiche vengono riportate sulla tabella seguente.

rovere D24	
E [Mpa ]	8500
$\rho$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	570
$\rho$ [N/mm <sup>3</sup> ]	5,5917E-06

Tabella 10.1. Caratteristiche meccaniche del legno di rovere D24

Tali valori vengono inseriti nel software *midas gen* come mostrato in figura.

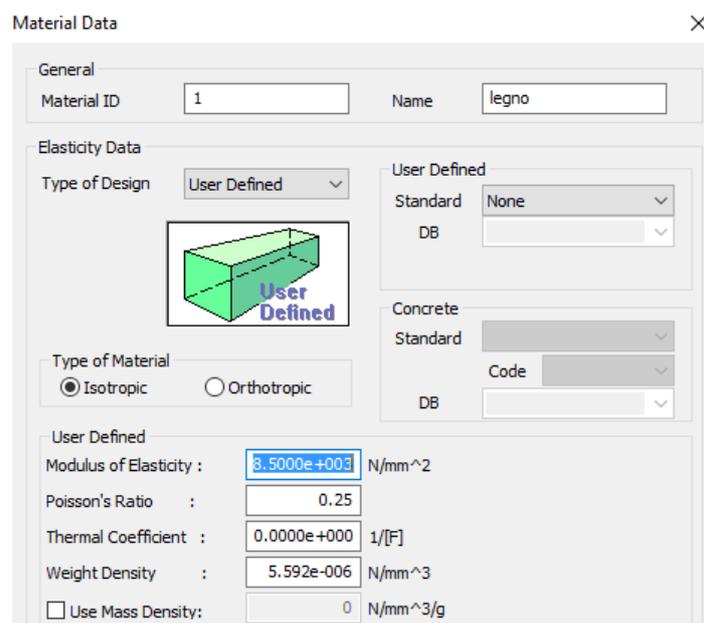


Figura 10.4. Inserimento dei parametri del legno di rovere sul software

Una volta impostata la geometria e il materiale, bisogna fare in modo che tutti gli elementi strutturali che compongono la copertura svolgano in modo esatto la propria funzione.

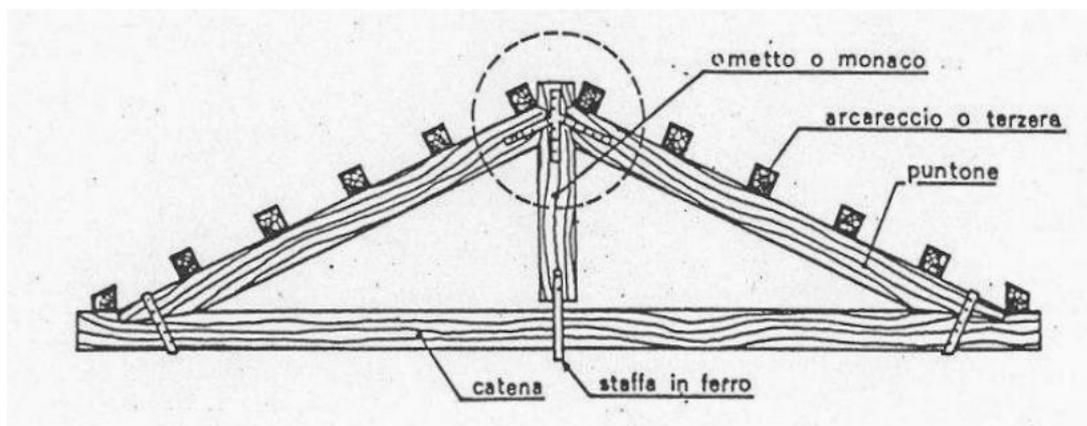


Figura 10.5. Schema di una capriata tipo

Quindi i puntoni vengono sollecitati a pressoflessione e la catena deve lavorare come un'asta soggetta solo a sforzi di trazione, in quanto essa prende la componente orizzontale del carico che arriva dal puntone e, conseguentemente, la forza che tutta la capriata scarica sui setti sarà solo verticale. Affinché tale schema sia rispettato vengono inserite delle cerniere interne nel punto d'incrocio tra puntone e catena tramite il comando "Beam and Release" andando a liberare, in questo caso, le rotazioni intorno all'asse y. Lo stesso tipo di vincolo viene inserito all'incrocio tra i due puntoni o due falsi puntoni, nel caso in cui la capriata non è presente, all'altezza del colmo. Lo schema della capriata alla piemontese prevede anche una controcatena, cioè un piccolo elemento che ha il compito di limitare l'inflessione dei puntoni.

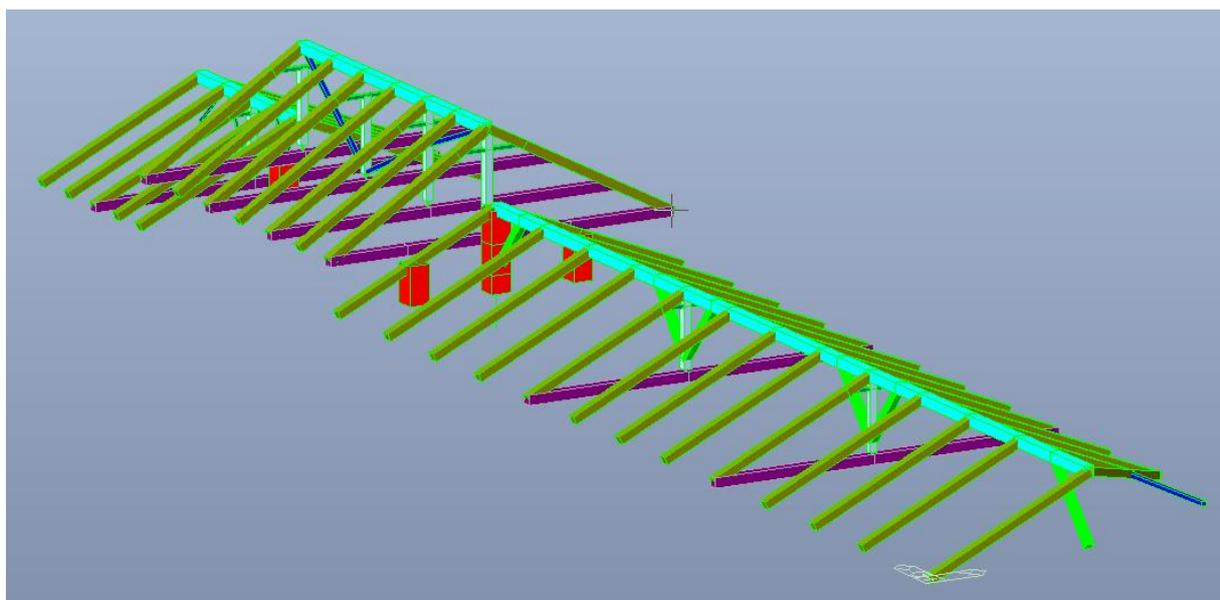


Figura 10.6. Copertura della navata centrale con distinzione dei vari componenti strutturali

Dalla figura 6 si può capire facilmente come sono collocati i vari elementi. I componenti in verde chiaro sono degli elementi ulteriori detti saette, che hanno il compito di mantenere la capriata nel piano e sono soggetti soltanto a sforzi di compressione, perciò vengono svincolati a tutte e due l'estremità liberando, in questo caso, le rotazioni intorno ad x.

Gli elementi in rosso sono dei piccoli pilastri in muratura che gravano sopra i macroelementi trasversali, sono gli unici punti in cui la copertura scarica su di essi i, insieme alla prima saetta, la quale è ammorsata sulla facciata.

Un'altra considerazione da fare riguarda la porzione di copertura che si trova ad una quota maggiore, infatti essa è collegata al resto del tetto tramite due setti in muratura, che, per motivi di praticità, vengono simulati tramite dei link infinitamente rigidi al fine di garantire un comportamento d'insieme del modello.

Si passa all'analisi dei carichi. I carichi agenti su di essa sono il peso proprio, il quale viene calcolato in automatico dal software, il carico permanente portato, carico della neve, vento ed azione sismica. Per il carico indotto dall'azione sismica verrà fatto un discorso a parte nei capitoli seguenti.

Il carico permanente portato è rappresentato dal peso dei listelli e dei tegoli che gravano sulla copertura. Nel modello FEM della Collegiata, essi erano stati stimati a  $9,81 \text{ KN/m}^2$ , tale carico poi veniva spalmato lungo i setti longitudinali, quindi moltiplicando il valore del carico al metro quadrato per l'area d'influenza del macroelemento e dividendo per la lunghezza dello stesso. Nel caso della copertura il carico permanente portato sarà applicato direttamente sui puntoni e sui falsi puntoni. Essi non hanno una distribuzione regolare lungo lo sviluppo della copertura, l'interesse varia, quindi per ciascun elemento è stata calcolata l'area d'influenza e ricavato il carico per unità di lunghezza.

Il discorso fatto per il carico permanente portato è valido pure per il carico neve pari a  $1,56 \text{ KN/m}^2$ .

Il carico del vento è, come per l'altro modello, pari a  $0,39 \text{ KN/m}^2$  ma stavolta nell'applicazione del carico vengono considerati i coefficienti di forma nella combinazione più gravosa e considerando un'inclinazione della copertura  $\alpha$  di circa  $25^\circ$ . Il carico viene calcolato, come al solito, come carico lineare distribuito su puntoni e falsi puntoni.

## CASO 1

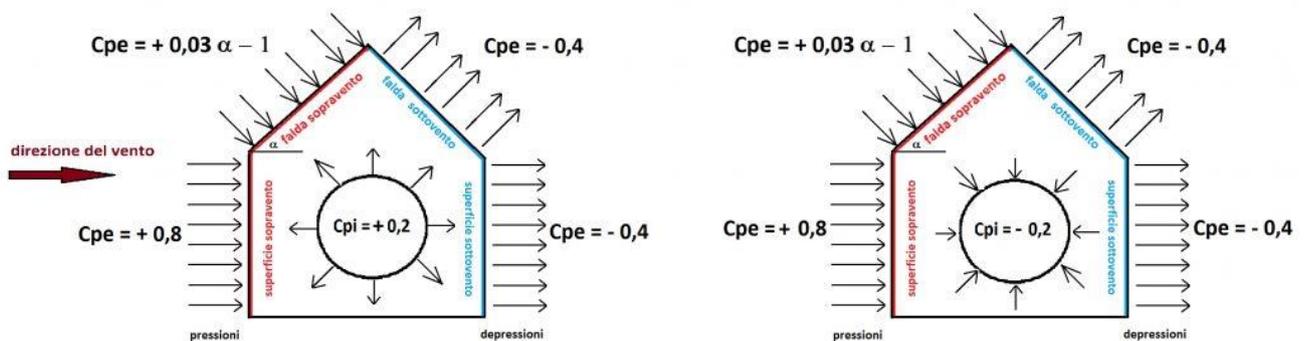


Figura 10.7. Schemi per il calcolo del coefficiente di forma

Il coefficiente di forma dipende dall'inclinazione della copertura e nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti di forma utilizzati per le combinazioni.

	pressione del vento	cf
1	copertura sopravento	-0,45
	copertura sottovento	-0,6
2	copertura sopravento	-0,05
	copertura sottovento	-0,2

Tabella 10.2. Tabella coefficienti di forma

### 10.3.2 Navata Clotilde

La modellazione della navata Clotilde è risultata più difficoltosa perché il materiale tecnico a disposizione era limitato. La copertura è costruita con lo stesso tipo di legno, ma cambia la geometria perché essa ha una falda.

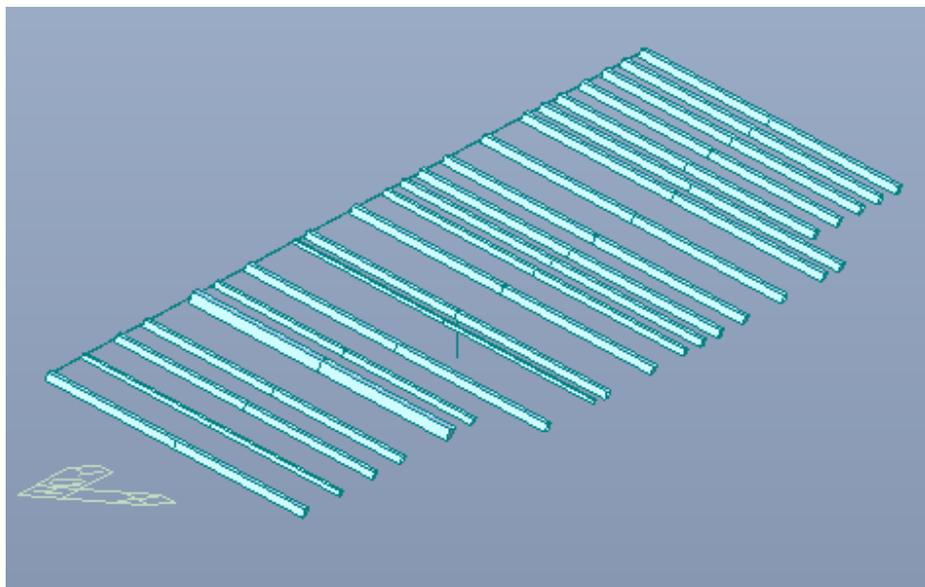


Figura 10.8. Modello FEM della navata Clotilde

La navata Clotilde non presenta la trave di colmo ma i falsi puntoni sono incastrati nella muratura del macroelemento L2 e appoggiati sulla sommità del macroelemento L1. Per simulare la presenza del setto, in cui i falsi puntoni vengono incastrati, si è scelto di connettere i falsi puntoni tramite dei link rigidi, allo scopo di ottenere un comportamento d'insieme della struttura.

Tutte le considerazioni fatte in precedenza per la copertura della navata centrale sui carichi sono valide anche per la navata Clotilde.

## 10.4 Azione sismica

L'azione sismica applicata alla copertura è uguale a quella applicata al modello della struttura, nel modello infatti viene inserito lo stesso spettro e creati i due casi di carico come descritto nel capitolo relativo alla modellazione della Collegiata.

In questo caso nasce una difficoltà, in quanto la copertura si trova ad una quota di circa 16 m, quindi bisogna definire la porzione di carico sismico che arriva a tale altezza. In più, sotto il carico sismico, la copertura risente del moto della struttura sotto di essa, la quale ha una certa massa e una certa rigidità.

Per ovviare a tale problema saranno presentate due soluzioni: una consiste nell'applicare una forza statica equivalente dipendente dalla massa della struttura e l'altra nel connettere al modello della copertura un'asta avente la stessa massa e rigidità della Collegiata.

### 10.4.1 Forza statica equivalente

La soluzione basata sulla forza statica equivalente si basa sui principi dell'analisi statica lineare, cioè l'azione dinamica viene sostituita da delle forze statiche equivalenti a alle forze d'inerzia prodotte dal carico sismico. L'equazione di tale forza viene fornita al paragrafo 7.3.3.2 delle NTC08:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} \quad (10.1)$$

con

- $S_d(T_1)$  ordinata dello spettro di risposta di progetto
- $W$  peso complessivo della costruzione, pari a 6868278 N
- $\lambda$  coefficiente pari a 0,85 per costruzioni con tre orizzontamenti e a 1 per tutti gli altri casi
- $g$  accelerazione di gravità
- $T_1$  periodo del primo modo di vibrare

Il periodo del primo modo di vibrare può essere ricavato, in maniera approssimata, tramite 2 equazioni. La prima viene fornita dal DM del 1996, per strutture che non possono essere considerati classici:

$$T_0 = 0,1 \cdot \frac{H}{\sqrt{B}} \quad (10.2)$$

con

- $H$  altezza dell'edificio dal piano della fondazione pari a 16,4 m
- $B$  larghezza in pianta dell'edificio pari a 31,8 m

$$T_0 = 0,1 \cdot \frac{16,4}{\sqrt{31,8}} = 0,29 \text{ s}$$

L'altra formulazione viene fornita all'OPCM 3431 al paragrafo 4.5.2:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (10.3)$$

con

- $C_1$  coefficiente pari a 0,085 per strutture in acciaio, 0,075 per edifici a telaio in calcestruzzo e 0,005 per tutti gli altri casi
- $H$  altezza dell'edificio dal piano della fondazione

$$T_1 = 0,05 \cdot 16,4^{\frac{3}{4}} = 0,41 \text{ s}$$

Il valore del periodo che viene preso in considerazione sarà quello fornito dalla seconda formulazione in quanto più prossimo al valore fornito dal modello agli elementi finiti pari a 0,56 s.

Il valore dell'ordinata dello spettro di progetto è ottenuto dalla relazione seguente:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \left( \frac{T_c}{T} \right) \quad (10.4)$$

, i parametri che compaiono sulla formulazione sono quelli ricavabili dal calcolo dello spettro di risposta di progetto.

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.056 g
$F_0$	2.766
$T_c^*$	0.274 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.425
$S_T$	1.000
$q$	2.160

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	0.463
$T_B$	0.130 s
$T_c$	0.391 s
$T_D$	1.824 s

Figura 10.9. Parametri dello spettro di progetto

quindi,

$$S_d(T_1) = 0,056g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,766}{2,16} \left( \frac{0,391}{0,41} \right) = 0,083g$$

In fine la forza statica equivalente si ricava con la 10.1:

$$F_h = 0,083g \cdot 6868278 \cdot \frac{1}{g} = 567184,29 \text{ N} = 567,18 \text{ KN}$$

Tale forza viene divisa per la lunghezza della trave di colmo e applicato a quest'ultima. Il carico statico equivalente viene applicato tramite quattro combinazioni seguendo lo schema riportato in figura 10.

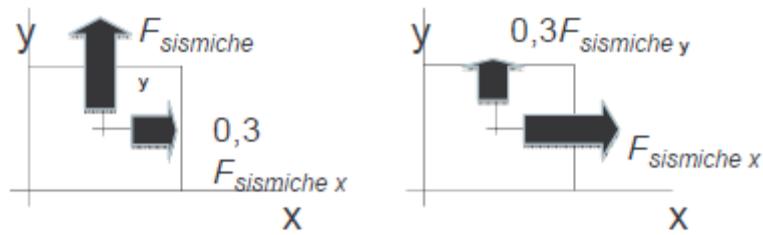


Figura 10.10. Combinazioni di carico

Applicata la forza statica equivalente si valuta la bontà della soluzione confrontando gli spostamenti della copertura con quelli della collegiata, entrambi soggetti alla combinazione sismica.

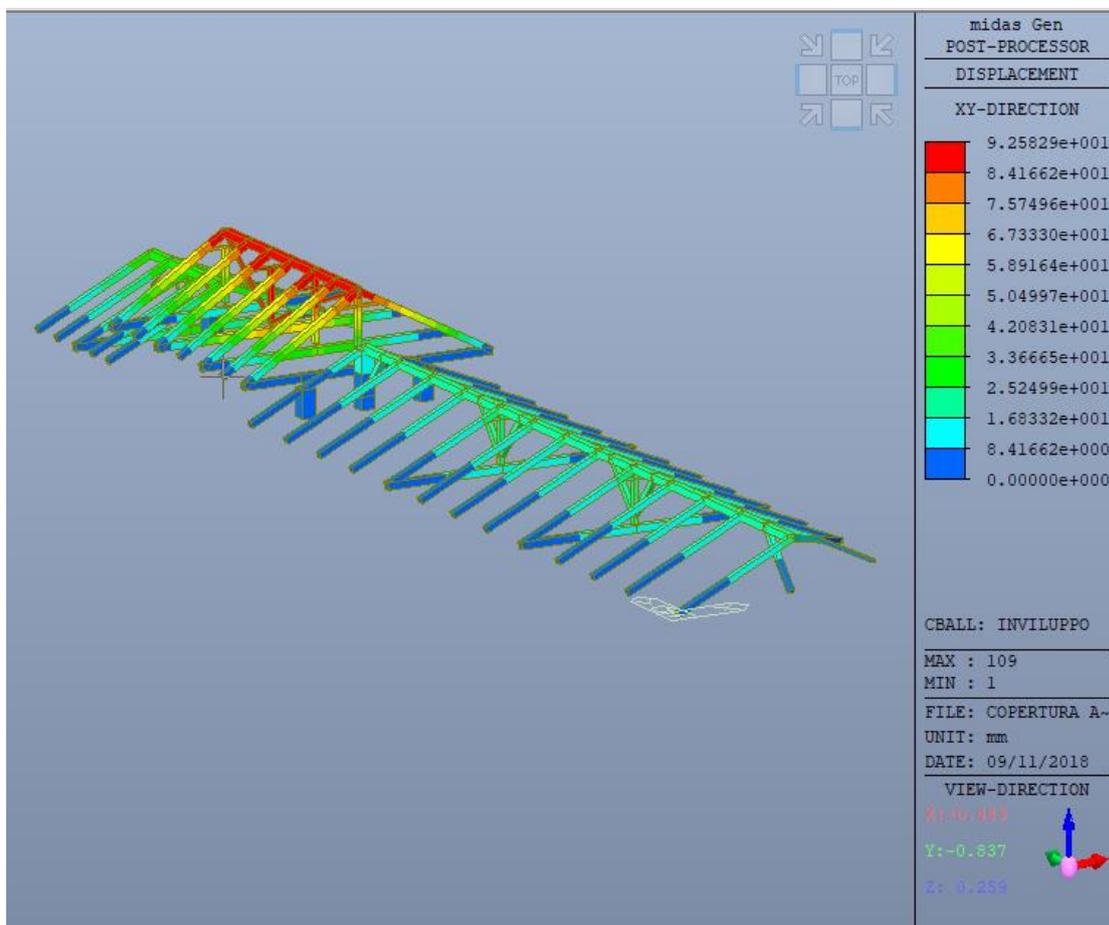


Figura 10.11. Contour degli spostamenti del modello della copertura

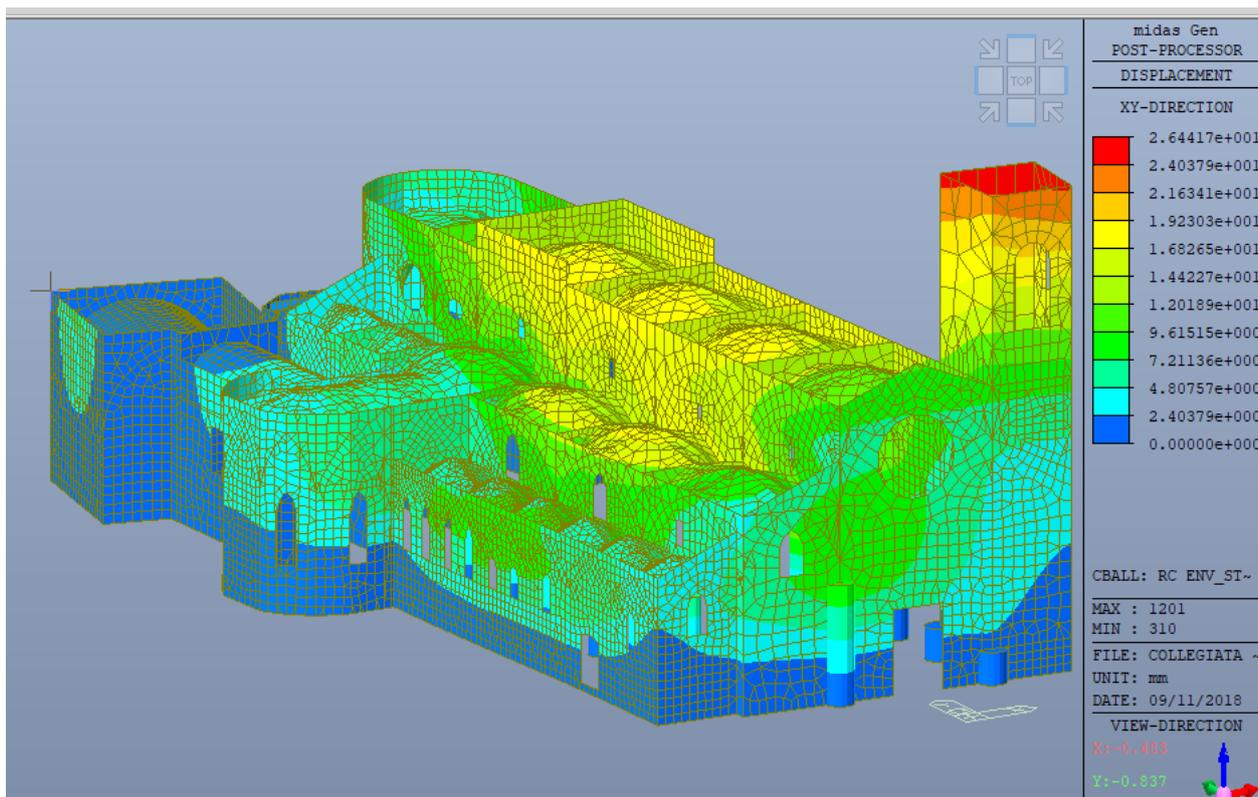


Figura 10.12. Contour degli spostamenti della Collegiata

Gli spostamenti che vengono riportati nelle figure precedenti sono spostamenti nel piano x-y. Il modello della copertura presenta degli spostamenti troppo elevati se confrontati con quelli delle sommità dei macroelementi longitudinali della navata centrale, per tale motivo questa soluzione viene abbandonata.

#### 10.4.2 Asta con massa e rigidità equivalente

La soluzione in esame prevede di connettere al modello un'asta avente la stessa massa della Collegiata, esclusa la copertura, e la stessa rigidità, le quali influenzano il comportamento dinamico delle strutture.

La massa, come visto in precedenza, viene calcolata in automatico dal software ed è pari a 6737781 Kg.

La rigidità viene ottenuta facendo dei semplici calcoli di geometria delle aree. Per ogni macroelemento viene calcolato il momento d'inerzia rispetto l'asse x,y e z, tenendo però conto delle aperture presenti su ognuno di essi. I risultati vengono riportati sulle tabelle seguenti.

$A_x$ [m <sup>2</sup> ]	91,69
$A_y$ [m <sup>2</sup> ]	124,64
$A$ [m <sup>2</sup> ]	243

Tabella 10.3. Aree ricoperte dai macroelementi

Macroelementi longitudinali	$I_{xx}$ [m <sup>4</sup> ]	$I_{yy}$ [m <sup>4</sup> ]	$I_{zz}$ [m <sup>4</sup> ]
L1	8,02	1521,09	7173,98
L2	0,36	313,29	12223,64
L3	0,36	313,29	12223,64
L4	1,13	1696,52	1458,97
L5	0,29	953,44	1833,77
somma	10,17	4797,62	34914,01

Tabella 10.4. Momenti d'inerzia dei macroelementi longitudinali

Macroelementi trasversali	$I_{xx}$ [m <sup>4</sup> ]	$I_{yy}$ [m <sup>4</sup> ]	$I_{zz}$ [m <sup>4</sup> ]
T1	176,08	2,85	11157,61
T2	17,75	1,12	8482,76
T3	1,62	1,62	331,16
T4	0,12	0,12	903,32
T5	1,62	1,62	331,16
T6	0,12	0,12	903,32
T7	1,62	1,62	331,16
T8	3,36	0,41	458,88
T9	11,34	0,13	554,36
somma	213,62	9,58	23453,75

Tabella 10.5. Momenti d'inerzia di macroelementi trasversali

$I_{xx}$ [m <sup>4</sup> ]	$I_{yy}$ [m <sup>4</sup> ]	$I_{zz}$ [m <sup>4</sup> ]
223,80	4807,20	58367,75

Tabella 10.6. Momenti d'inerzia totali

Noti massa e momenti d'inerzia, si procede alla creazione dell'asta equivalente. L'asta viene connessa al pilastro centrale in muratura che sorregge l'ultima coppia di falsi puntoni prima del cambio di quota della copertura in corrispondenza dell'arco trionfale. La lunghezza dell'asta viene impostata a 1 m e le viene attribuita una sezione avente aree e momenti d'inerzia a quelli della Collegiata, come viene mostrato in figura.

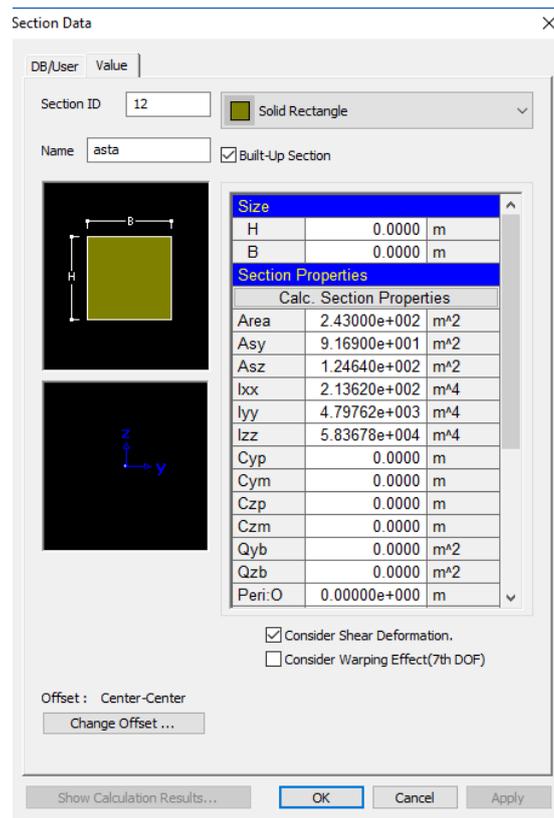


Figura 10.13. Caratteristiche geometriche della sezione dell'asta

Definite le caratteristiche geometriche si passa all'introduzione della massa. Viene creato un nodo sull'asta all'altezza di 0,7 m rispetto alla sua base, per simulare la posizione delle volte. Sul nodo creato, tramite il comando "nodal body force", viene concentrata la massa dell'intera struttura.

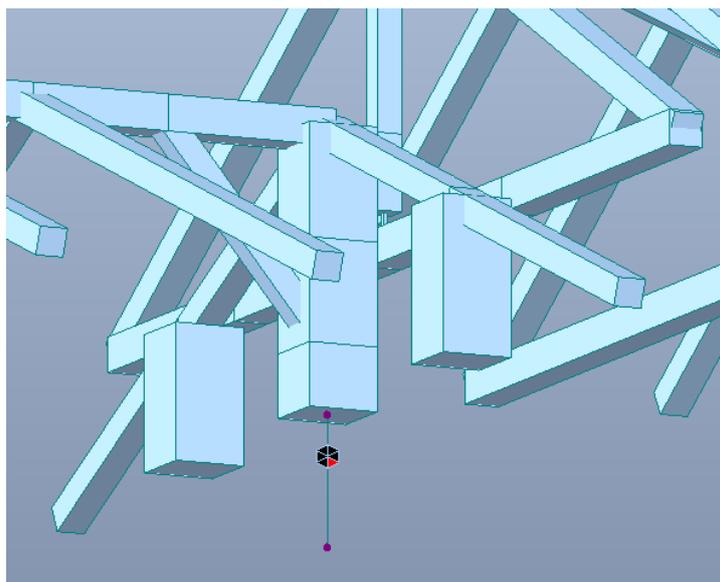


Figura 10.14. Asta con massa e rigidità equivalente alla struttura

L'asta viene incastrata alla base. Il resto del modello, invece, viene vincolato da un lato con un con delle cerniere, liberando la rotazione intorno y, e dall'altro con dei carelli che lasciano libero lo spostamento lungo x.

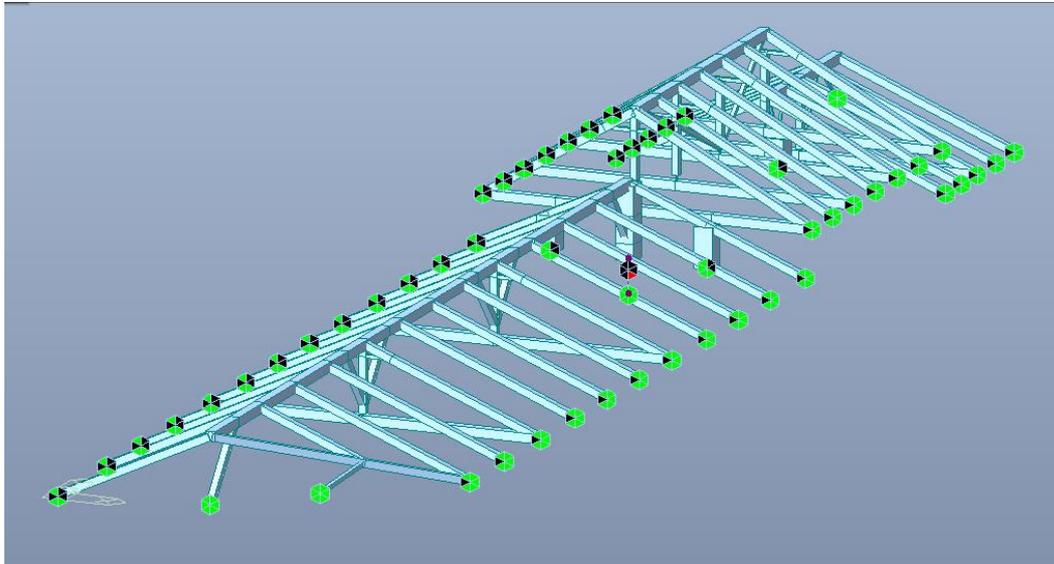


Figura 10.15. Vincoli del modello

In fine, si valuta la bontà del modello. Come fatto in precedenza, si valutano gli spostamenti nel piano dei due modelli, cercando di capire se sono simili.

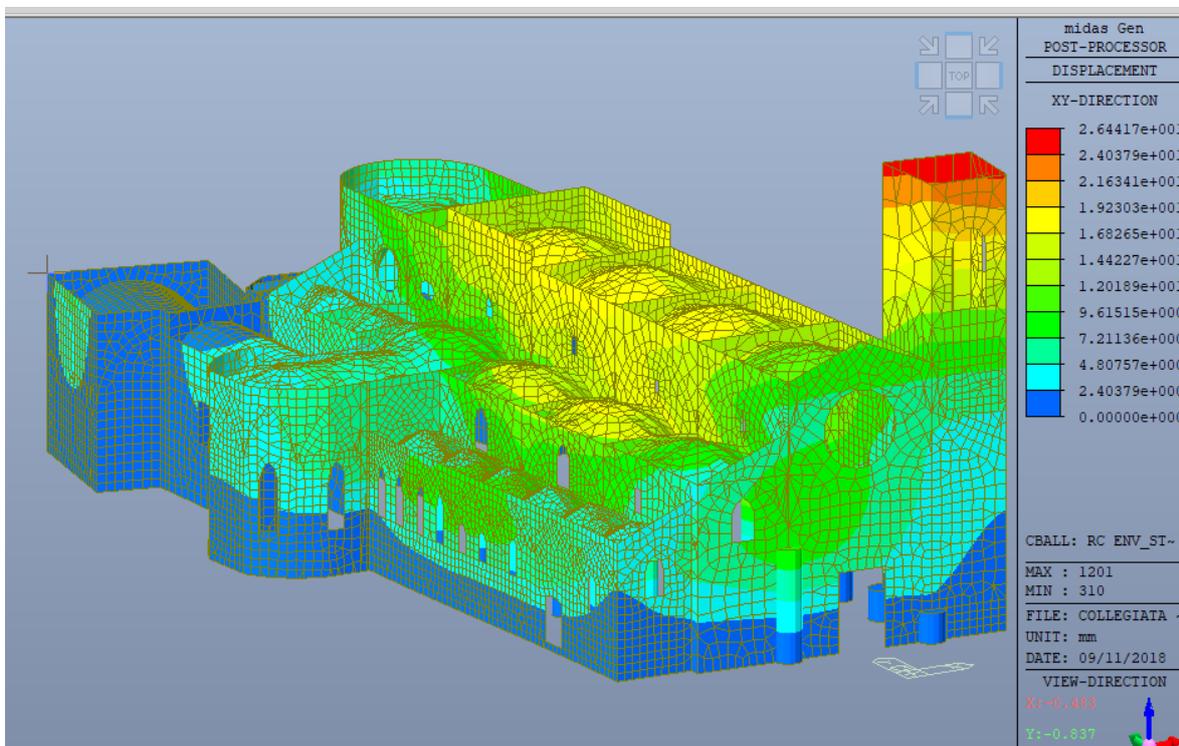


Figura 10.16. Contour degli spostamenti della Collegiata

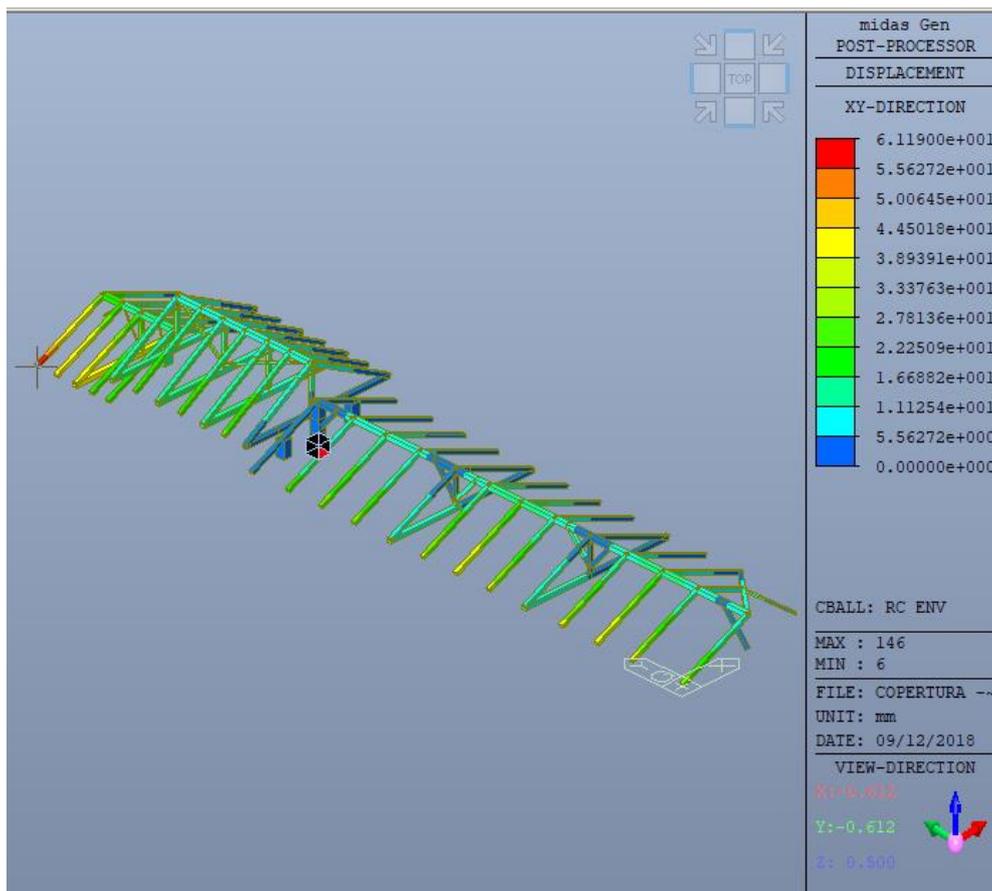


Figura 10.17. Contour degli spostamenti del modello della copertura.

In questo caso gli spostamenti sono molto simili, soprattutto se confrontati con quelli della soluzione precedente deve reno circa il doppio. Come si può vedere dalle figure precedenti, sia gli spostamenti in testa ai macroelementi della navata centrale sia quelli dei falsi puntoni, vincolati con i carrelli, si aggirano intorno ai 20 mm.

Se si vanno ad analizzare i periodi d'oscillazione della struttura, si può notare come essi siano simili a quelli del modello della Collegiata, per esempio il primo periodo è pari a 0,5299 s contro i 0,5726 s della chiesa, cosa che non era stata riscontrata nel modello precedente. Si ricorda che il periodo d'oscillazione dipende da massa e rigidezza della struttura.

Mode	UX	UY	UZ
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>			
Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	11.8563	1.8870	0.5299
2	12.8570	2.0463	0.4887
3	13.2788	2.1134	0.4732
4	13.9080	2.2135	0.4518
5	14.3156	2.2784	0.4389
6	14.6500	2.3316	0.4289
7	14.9027	2.3718	0.4216
8	15.0178	2.3902	0.4184
9	15.0700	2.3985	0.4169
10	15.1029	2.4037	0.4160

Figura 10.18. Periodi d'oscillazione del modello della copertura

Le considerazioni fatte per la copertura della navata centrale vengono estese alla navata Clotilde.

## 10.4 Tecnologia n.1: controventi di falda in copertura

La prima soluzione che viene presentata consiste nell'introduzione di controventi nel piano inclinato di falda. Tali controventi vengono realizzati con funi in acciaio da 20 mm di diametro, come nel caso dei rinforzi dei solai. I consolidamenti realizzati secondo questa tecnica, consentono di ottenere un elemento globale di copertura più rigido attraverso la connessione dei singoli elementi, i quali singolarmente costituiscono l'intero sistema. I benefici che porta tale intervento consistono nell'incremento della resistenza riguardo le azioni orizzontali.

L'obiettivo dell'intervento è irrigidire e stabilizzare geometricamente le strutture dei campi formati dall'intersezione di elementi lignei, quindi si cerca di evitare che la labilità dei quadrilateri attivi ampie deformazioni quando sono soggetti ad azioni orizzontali. Si cerca di rendere la copertura come un piano rigido.

I controventi vengono introdotti sul modello come fatto in precedenza nel caso del campanile, cioè modelli elementi metallici di tipo "tension only" aventi una sezione di 20 mm. Nella figura seguente viene mostrato l'intervento.

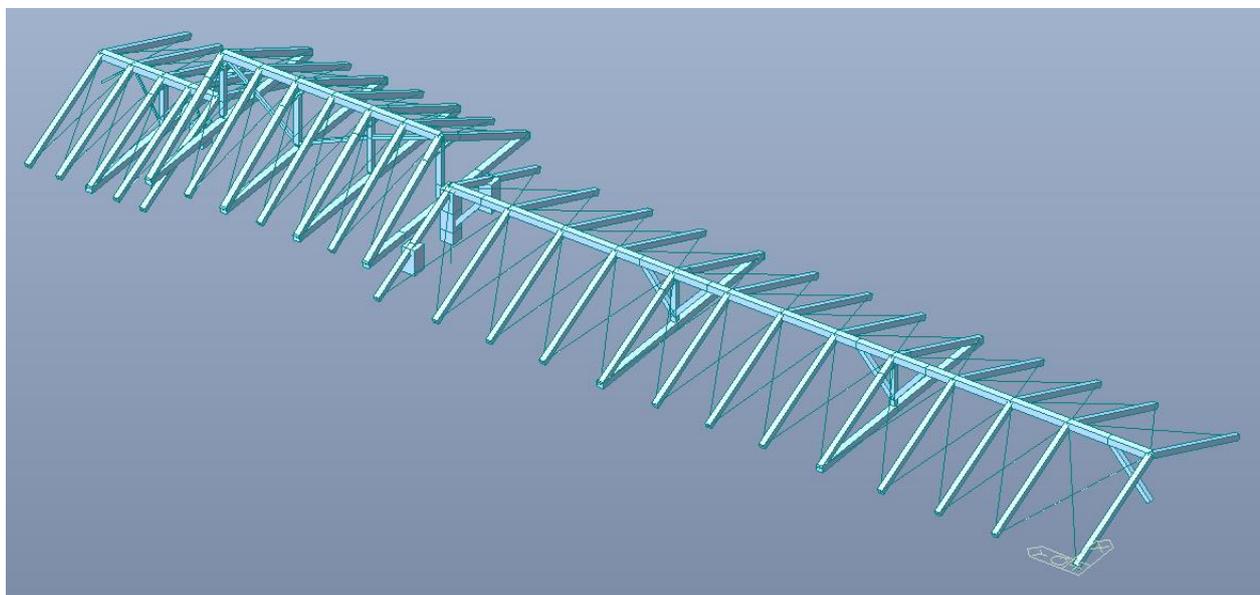


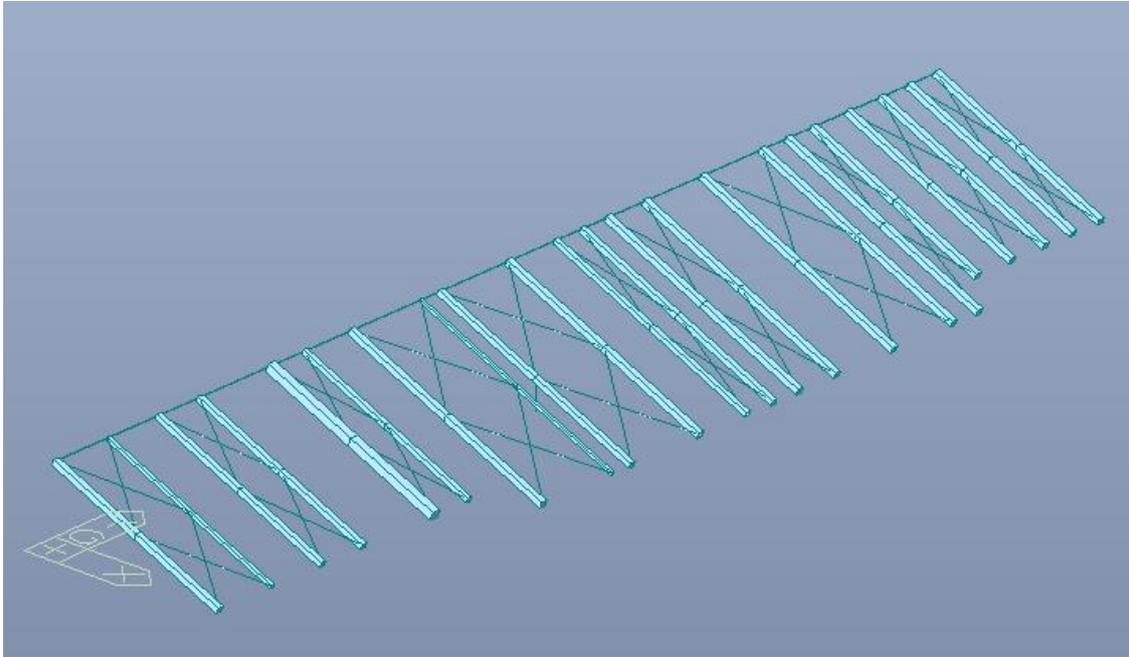
Figura 10.19. Introduzione di controventi metallici nella copertura della navata centrale

Nel caso della navata centrale, l'intervento prevede anche l'introduzione di un falso puntone mancante nella zona adiacente alla facciata.

Nel caso della navata Clotilde il discorso cambia leggermente. I controventi usati sono sempre gli stessi, ma assumono una configurazione diversa. Infatti il modello della navata Clotilde non presenta il colmo, quindi per avere un termine di confronto si è deciso di valutare lo spostamento in mezzaria

dei puntoni. Per tale motivo vengono le croci non vengono disposte su ogni quadrilatero, alternativamente e il numero doppio. Nei quadrilateri controventati vi saranno 2 croci di Sant'Andrea, connesse tra di loro in mezzera del puntone.

Per i dettagli dell'intervento si fa riferimento alle tavole tecniche T10, T12, T13 e T14 in allegato.



*Figura 10.20. Introduzione di controventi metallici nella navata Clotilde*

Per capire l'efficacia dell'intervento si confrontano gli spostamenti del modello controventato con quelli del modello senza interventi. Nel caso della navata centrale si confrontano gli spostamenti del colmo e per la navata Clotilde gli spostamenti in mezzera dei falsi puntoni.

I grafici seguenti evidenziano il confronto tra i modelli. I nodi che vengono analizzati sono allineati lungo lo sviluppo longitudinale delle due coperture, quindi i grafici presentano alle ordinate gli spostamenti nel piano dei nodi e alle ascisse la lunghezza della copertura.

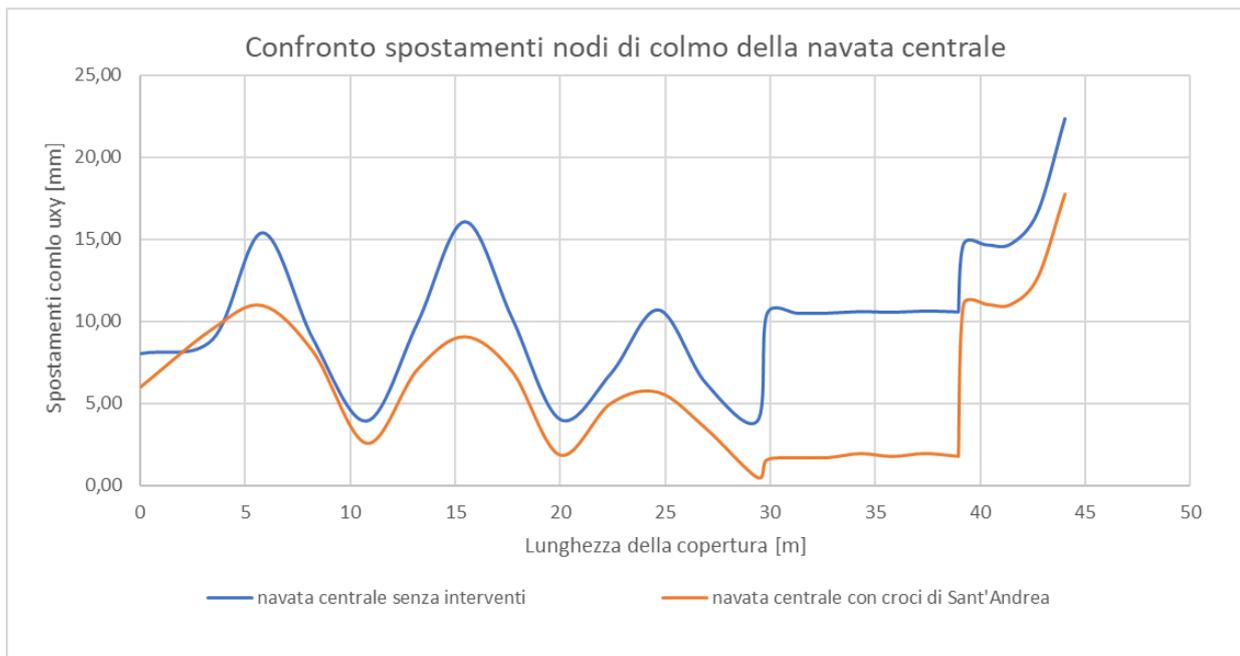


Figura 10.21. Confronto spostamenti nodi di colmo della navata centrale

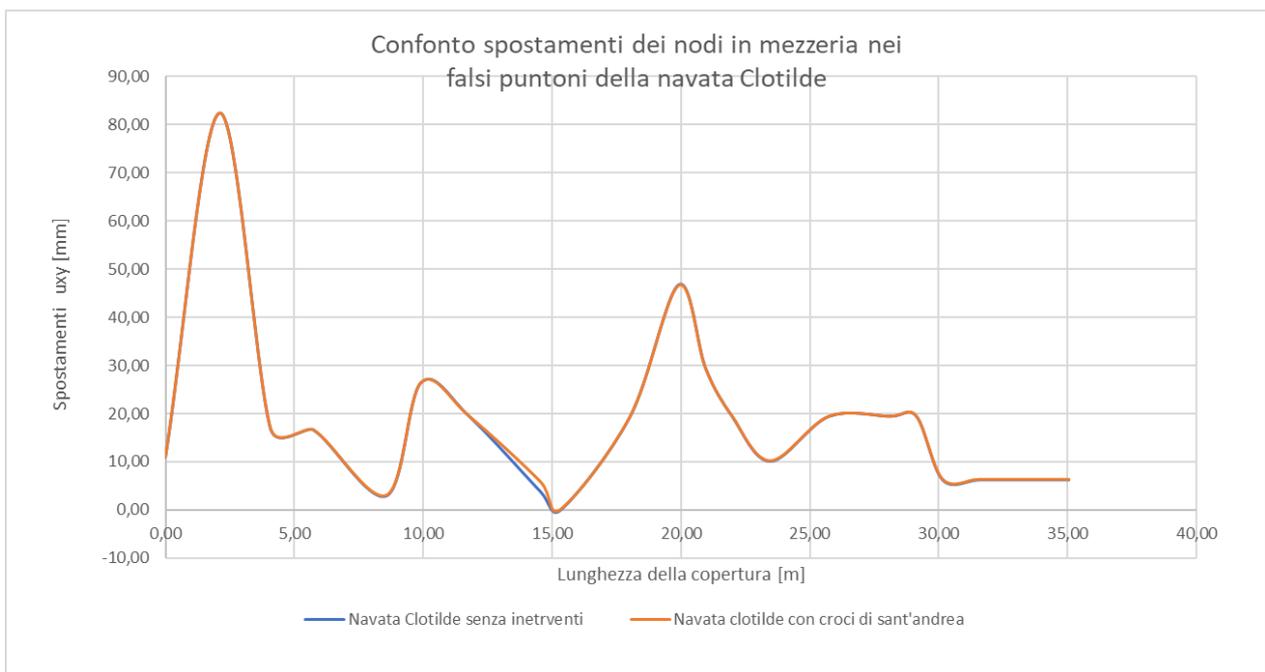


Figura 10.22. Confronto spostamenti dei nodi in mezzeria dei falsi puntoni della navata Clotilde

Dal confronto risulta che nella navata centrale si manifesta una buona riduzione degli spostamenti, soprattutto in corrispondenza della zona in cui la copertura cambia di quota. Per la navata Clotilde, invece, l'intervento risulta influente. Si ricorda che in questa fase si valuta la bontà dell'intervento nella copertura stessa, più avanti si valuteranno gli effetti di questi interventi sulla struttura sottostante.

## 10.6 Tecnologia n.2: pannellatura intradossale in XLAM

La soluzione alternativa a quella descritta in precedenza prevede una pannellatura intradossale della copertura con dei pannelli in legno lamellare incrociato connessi ai puntoni tramite connettori metallici. Tale soluzione viene scelta sulla base delle considerazioni precedenti sui beni tutelati, perciò bisogna cercare delle soluzioni adeguate che ne rispettino lo stile. Nel caso della copertura in esame non si può agire dall'esterno, in quanto il manto di coppi e listelli si trova in buone condizioni, quindi si è deciso di posizione dei pannelli tra i quadrilateri in modo da aumentarne la rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali.

I pannelli in XLAM scelti sono uguali a quelli usati per la sostituzione del tavolato dei solai del campanile, cioè pannelli a tre strati di 60 mm. Il formato scelto è giustificato dal fatto che bisogna trasportare il materiale in copertura, quindi è importante che i pannelli siano rigidi.

Il legno lamellare XLAM viene modellato seguendo gli stessi principi dei solai del campanile.

direzione y			direzione x		
$E_{//}$ [Gpa]	$n_{strati}$	$E_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{//}$ [Gpa]	$n_{strati}$	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]
14,7	2	29400	14,7	1	14700

Tabella 10.7. Valori dei moduli elastici dei pannelli

$G_{o,mean}$ [GPa]	0,91
$G_{o,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	910

Tabella 10.8. Valori del modulo di taglio dei pannelli

Le figure seguenti mostrano i modelli definitivi.

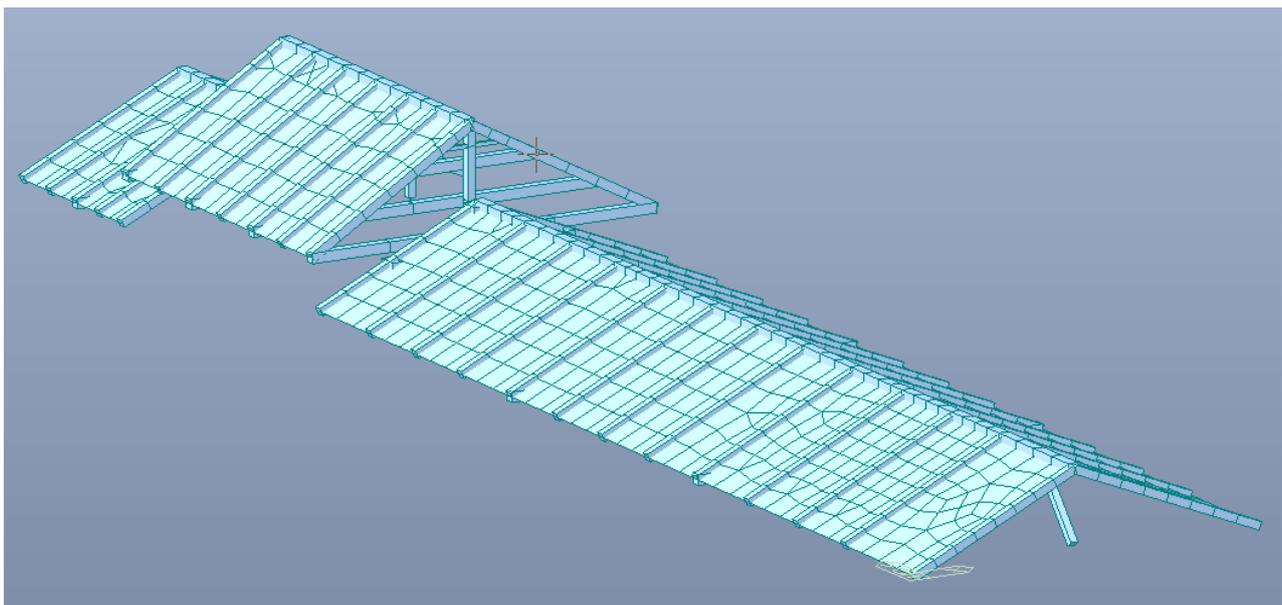


Figura 10.23. Pannellatura intradossale XLAM copertura della navata centrale

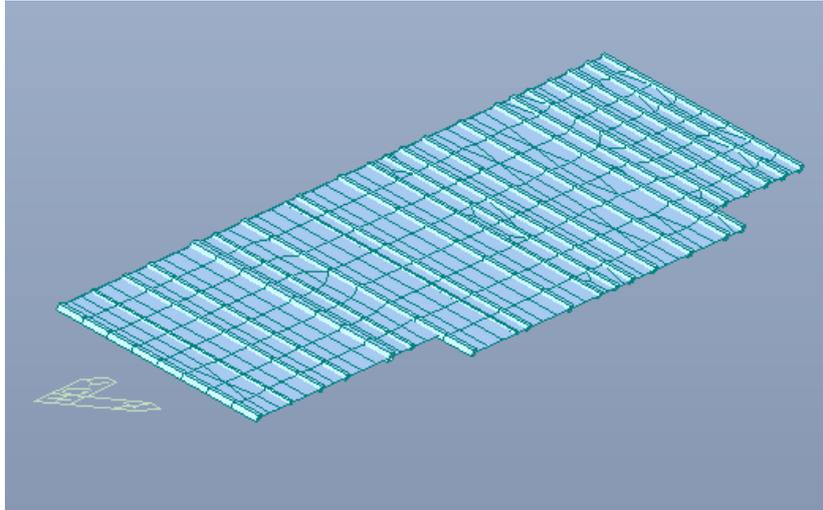


Figura 10.24. Pannellatura intradossale XLAM copertura della navata Clotilde

L'efficacia dell'intervento viene valutata come già descritto nel paragrafo precedente. di seguito vengono riportati i grafici.

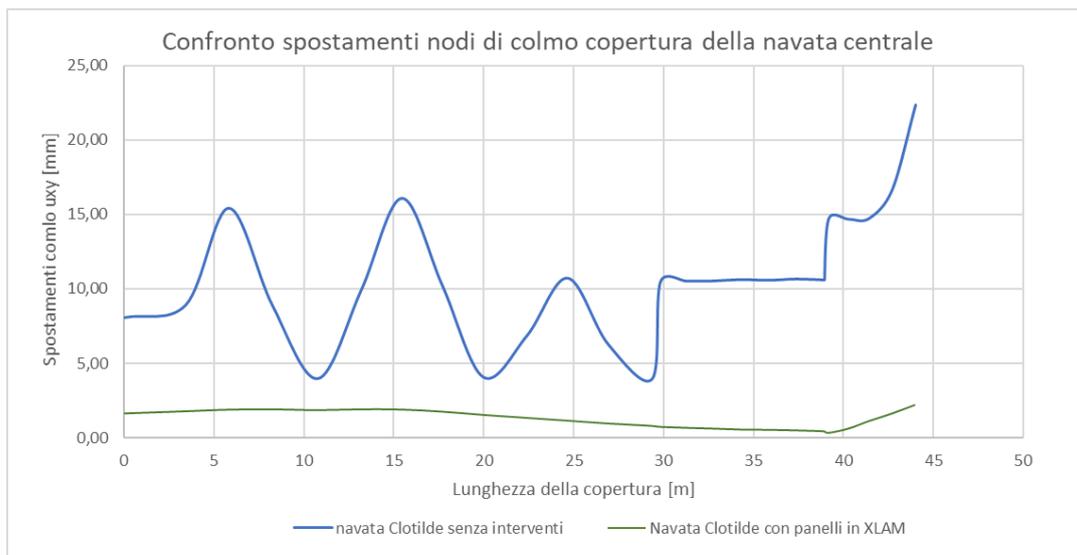


Figura 10.25. Confronto nodi di colmo copertura della navata centrale

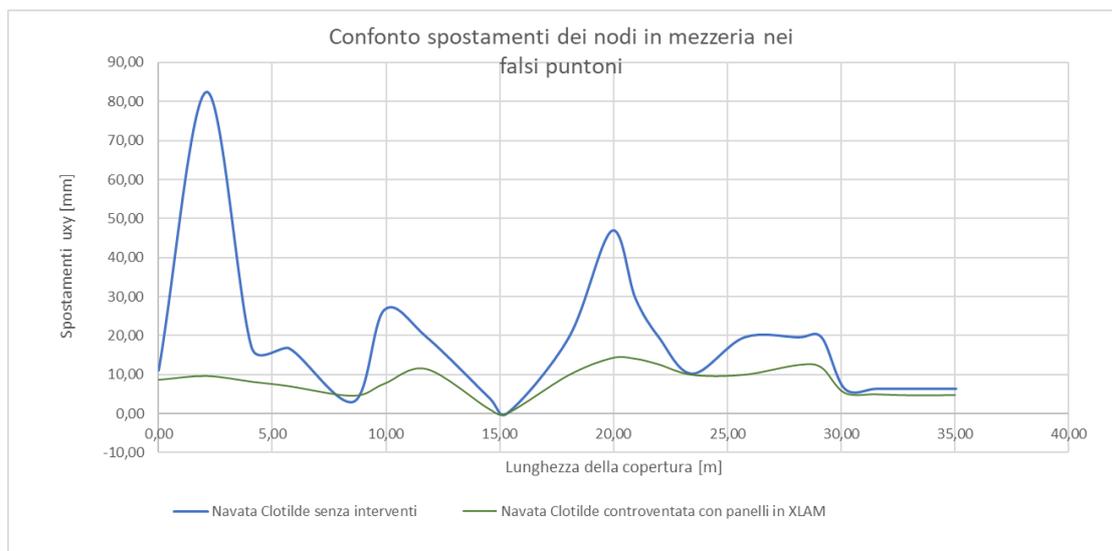


Figura 10.26. Confronto nodi in mezzeria ai falsi puntoni

Come si legge dai grafici, il comportamento della copertura controventata in XLAM non solo è migliore in quanto vi è una riduzione notevole degli spostamenti, ma anche più uniforme. Infatti dai grafici si vede che tutti i nodi presentano un valore di spostamento molto simile tra di loro. In più, intervento risulta efficace anche sulla copertura della navata Clotilde. Per i dettagli costruttivi si fa riferimento alla tavola T15.

## 10.7 Confronto dei risultati ottenuti tra la tecnologia n.1 e n.2

Nel presente paragrafo vengono confrontati i risultati delle soluzioni precedentemente descritte.

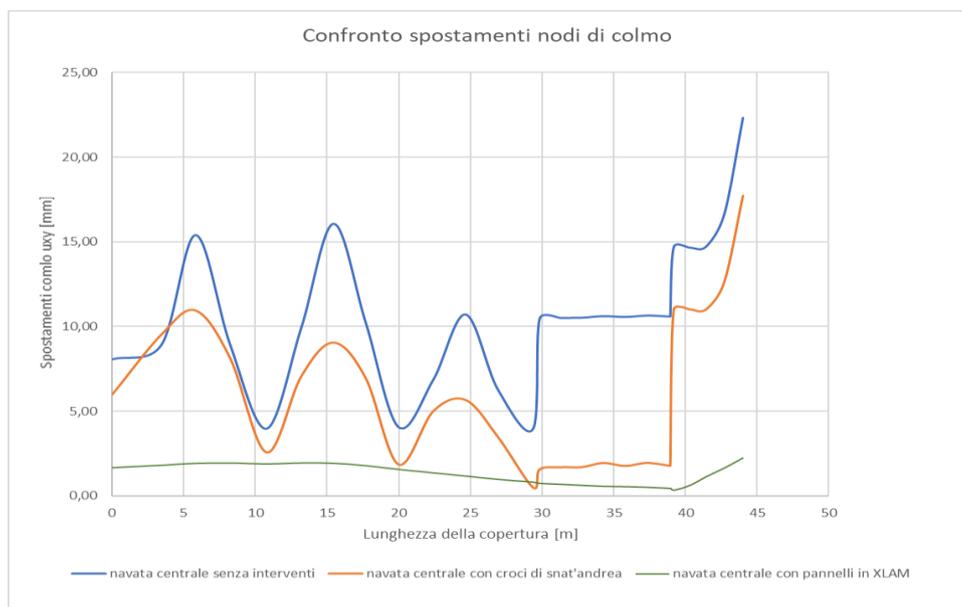


Figura 10.27. Confronto tra i modelli della navata centrale

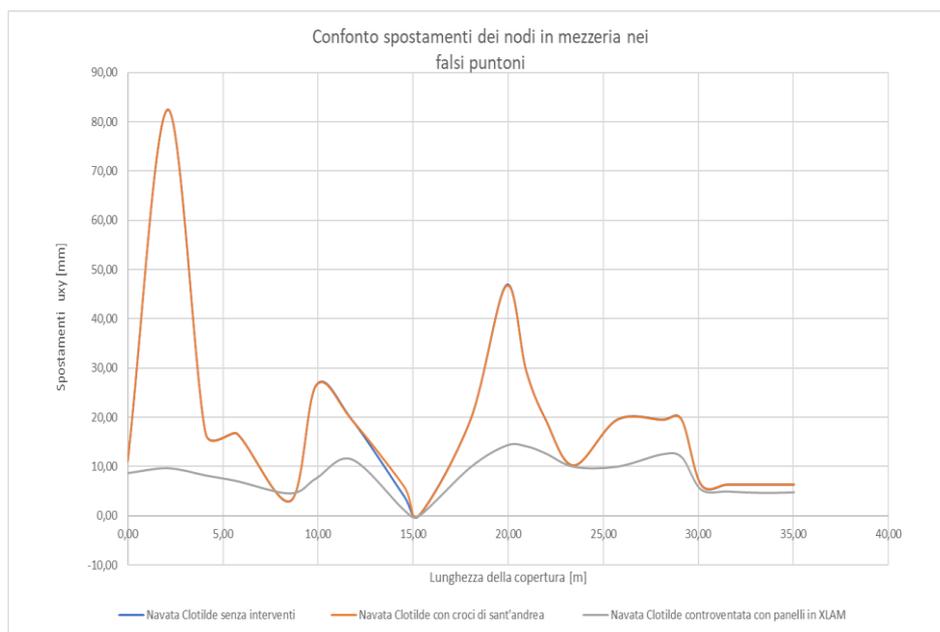


Figura 10.28. Confronto tra i modelli della navata Clotilde

I risultati ottenuti dal confronto dicono che la soluzione migliore sarebbe quella della pannellatura intradossale in XLAM. Tale soluzione è migliore per la struttura della copertura la quale presenta come asse debole l'asse y, contrariamente nella struttura della chiesa l'asse debole è x. Quindi bisogna valutare l'influenza dell'intervento in copertura sulla sottostruttura.

## 10.8 Effetti degli interventi in copertura sulla struttura sottostante

In questa parte del lavoro di tesi si cercherà di capire quali sono gli effetti degli interventi in copertura sulla struttura in muratura della Collegiata. Si ricorda che i modelli di chiesa e copertura sono stati realizzati in due momenti separati. Inizialmente, sul modello della Collegiata il peso della copertura è stato applicato sui macroelementi longitudinali come carico linearmente distribuito. In un secondo momento si è deciso di modellare la copertura, e per semplicità si è pensato di modellarla come un modello a sé.

Lo scopo dell'intervento, come già detto in precedenza, è migliorare il comportamento della struttura in muratura nei confronti delle azioni sismiche cercando di creare il piano rigido che manca, come nella maggior parte delle strutture ecclesiastiche, in copertura. Quindi l'intervento preferibile è quello che garantisce un comportamento migliore della struttura sottostante alla copertura.

Essendo i due modelli separati, per la valutazione degli effetti sulla sottostruttura sono stati utilizzati degli elementi "plate" aventi una rigidità equivalente a quella della copertura. Le piastre equivalenti sono state disposte sul piano orizzontale della Collegiata, come mostrato in figura.

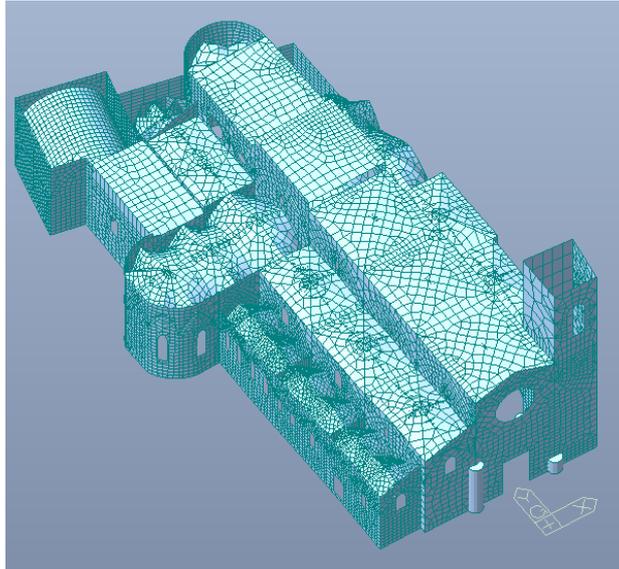


Figura 10.29. Collegiata con pannelli equivalenti

In realtà, la copertura presenta una struttura a due falde con un'inclinazione di circa 25° ciascun, per giustificare questa scelta si fa riferimento a una pubblicazione del Prof. Jurina del Politecnico di Milano dal titolo "I controventi nelle coperture lignee antiche: evoluzione storica e sviluppi recenti". Nella pubblicazione viene preso in analisi il caso di una copertura semplice in legno con pianta rettangolare allungata, quindi simile al caso della copertura della Collegiata. Per la copertura in esame vengono proposti due tipi d'intervento: l'introduzione di controventi metallici di falda e controventi metallici sul piano d'imposta. La valutazione dell'efficacia degli interventi viene eseguita facendo riferimento allo spostamento massimo dei nodi di appoggio delle capriate. Nelle figure seguenti vengono riportati i risultati dell'analisi.

Deformata qualitativa del modello



Figura 10.30. Spostamenti modello senza interventi, Prof. Jurina



Figura 10.31. Spostamenti del modello con controventi di falda, Prof. Jurina



Figura 10.32. Spostamenti del modello con controventi sul piano d'imposta, Prof. Jurina

I risultati confermano l'efficacia di entrambi gli interventi, in quanto gli spostamenti nei nodi d'appoggio sono notevolmente ridotti. In particolare, l'intervento migliore risulta quello con i controventi nel piano di falda, ma il valore dello spostamento massimo risulta essere quasi uguale a quello del rinforzo sul piano d'imposta, la differenza è di 2,5 mm.

Nel caso della Collegiata si è scelto introdurre il rinforzo in falda in quanto lo sviluppo in altezza delle volte non permetteva di lavorare sul piano d'imposta. A questo punto, si assume, per il modello della Collegiata, che i controventi siano posti sul piano orizzontale. Tale assunzione è lecita per i risultati ottenuti dal Prof. Jurina e comunque a favore di sicurezza.

Fatte tali considerazioni, sono stati modellati dei pannelli, come si vedrà nei paragrafi seguenti, aventi rigidità equivalente ai controventi metallici. Le assunzioni fatte vengono anche estese al caso della pannellatura intradossale in XLAM.

### 10.8.1 Tecnologia n.1: controventi di falda in copertura

Nel caso dei controventi di falda, si crea un modello a parte del controvento per valutarne la rigidezza. Si prende in considerazione un quadrilatero di lunghezza unitaria formato da due puntoni e il colmo inserendo delle cerniere alla base, come mostrato in figura.

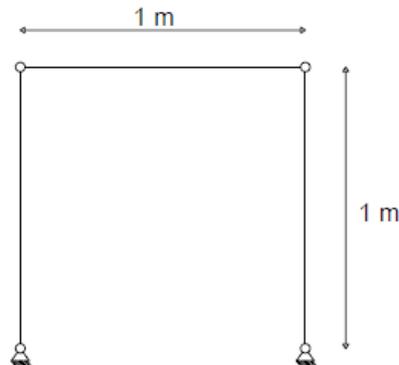


Figura 10.33. Quadrilatero labile

La struttura è labile, quindi s’inseriscono le diagonali rendendola isostatica e si applica una forza concentrata unitaria di 1 N nel nodo in alto a destra. Risolto lo schema strutturale, si considera lo spostamento del nodo in alto a destra e si calcola la rigidezza del sistema.

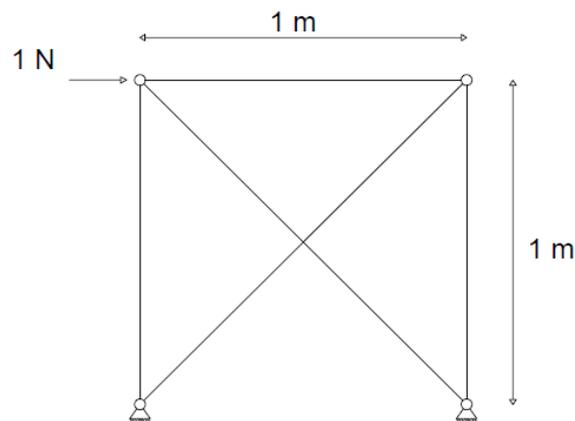


Figura 10.34. Quadrilatero isostatico

Essendo la struttura isostatica gli spostamenti e le sollecitazioni non sono funzione né dal materiale né dalla sezione. Lo spostamento è pari a  $2,57 \cdot 10^{-5}$  e la rigidezza viene calcolata con la formula che segue:

$$E = \frac{F \cdot L}{A \cdot \delta} \quad (10.5)$$

con

- $F$  forza unitaria
- $L$  lunghezza dell'asta
- $A$  area della sezione
- $\delta$  spostamento

L [mm]	1000
$\delta$ [mm]	$2,57 \cdot 10^{-5}$
A [mm <sup>2</sup> ]	314
P [N]	1
$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$1,24 \cdot 10^5$

Tabella 10.9. Calcolo della rigidezza

Una volta calcolata la rigidezza, è possibile definire il materiale che costituisce la piastra equivalente sul software *midas gen*. Essa avrà uno spessore convenzionale di 5 cm.

Le varie piastre vengono inserite nel modello come mostrato in figura 29, ponendo l'attenzione nel connettere i nodi delle piastre con quelli del modello.

Per valutare l'intervento si confrontano gli spostamenti dei nodi in sommità ai macroelementi. I nodi oggetto di confronto vengono evidenziati delle figure 35, 37 e 39.

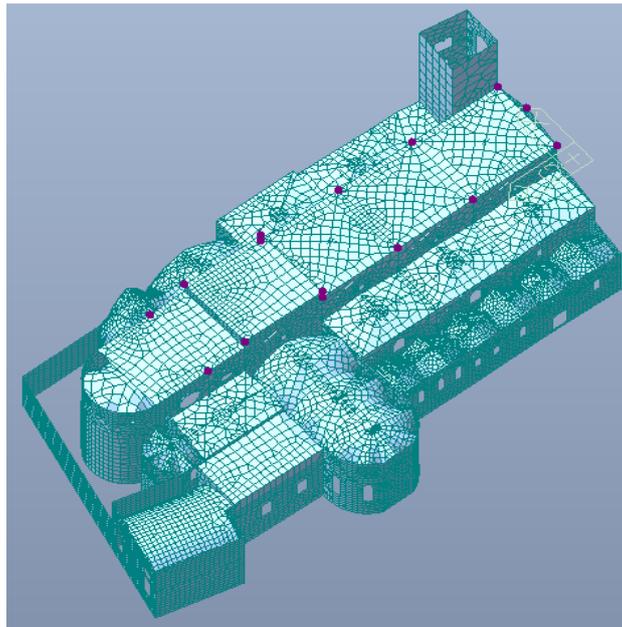


Figura 10.35. Nodi oggetto di confronto della navata centrale

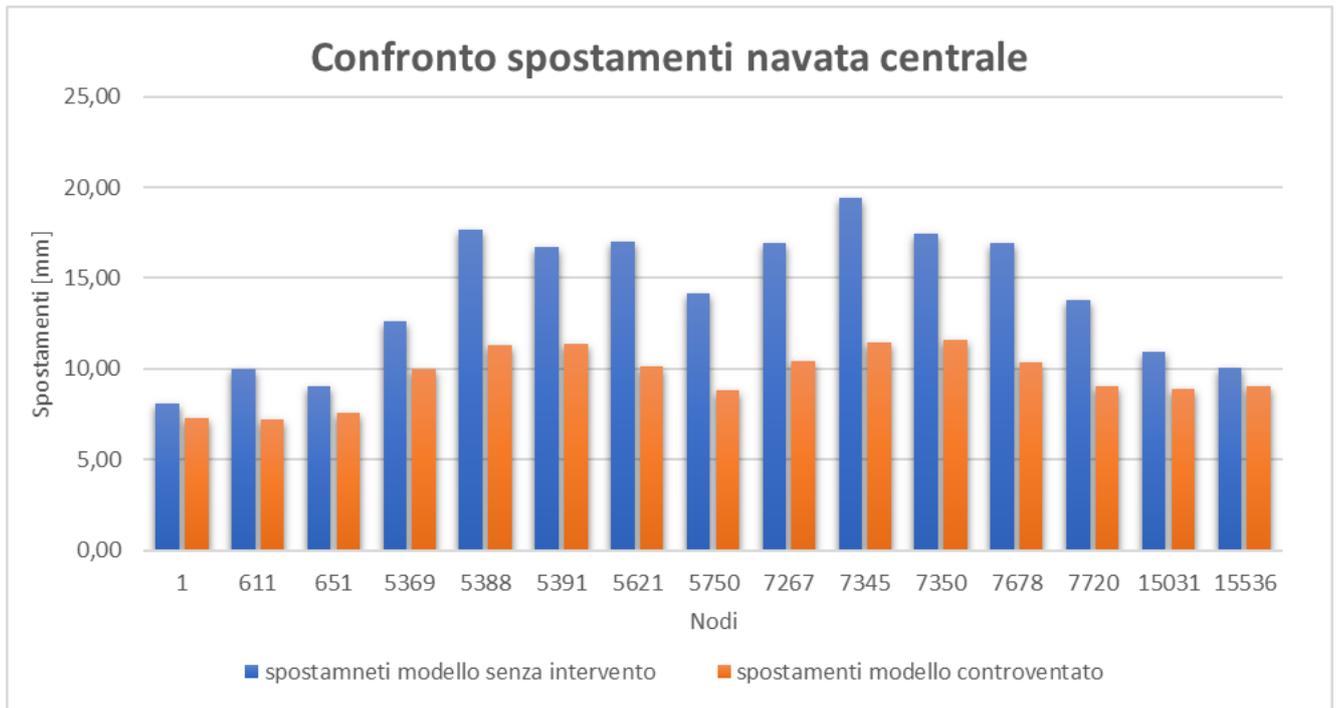


Figura 10.36. Confronto grafico degli spostamenti dei nodi della navata centrale

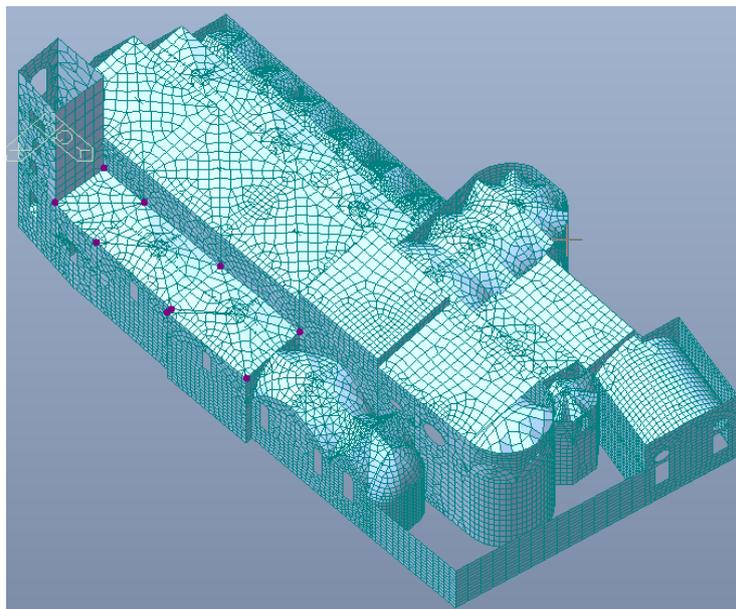


Figura 10.37. Nodi oggetto di confronto della navata Clotilde

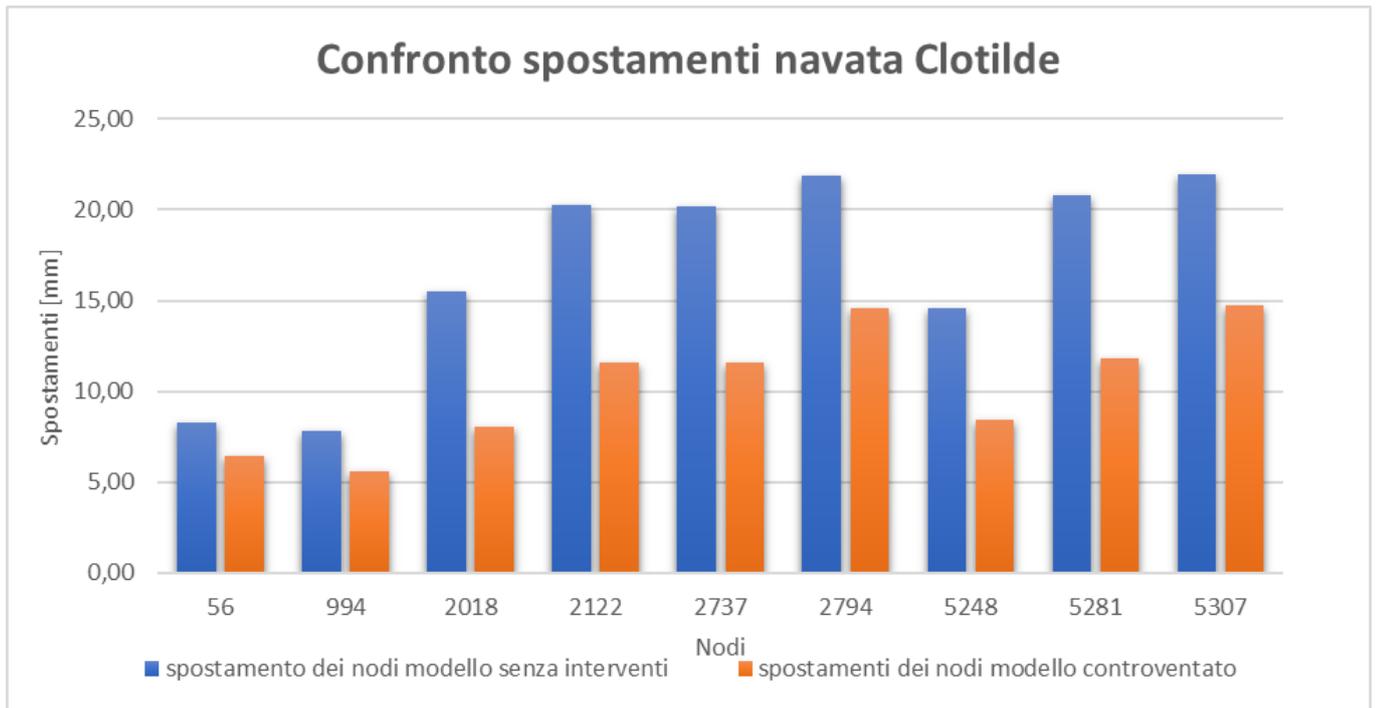


Figura 10.38. Confronto grafico degli spostamenti dei nodi della navata Clotilde

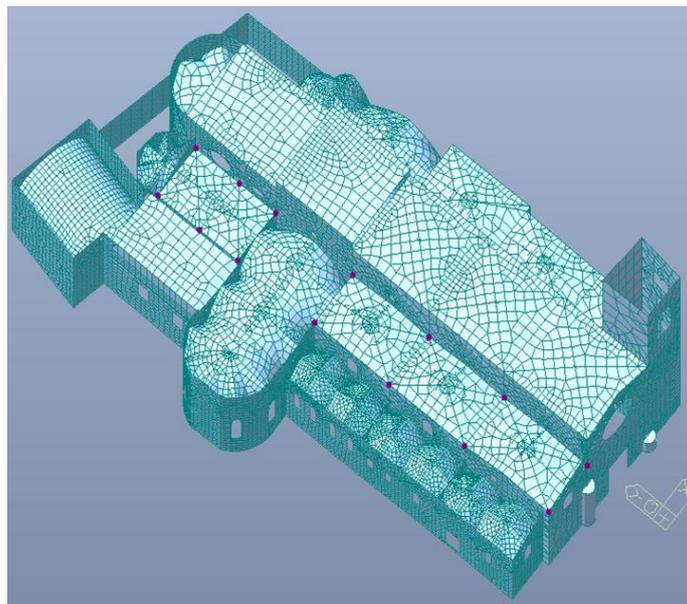


Figura 10.39. Nodi oggetto di confronto della navata Alfieri

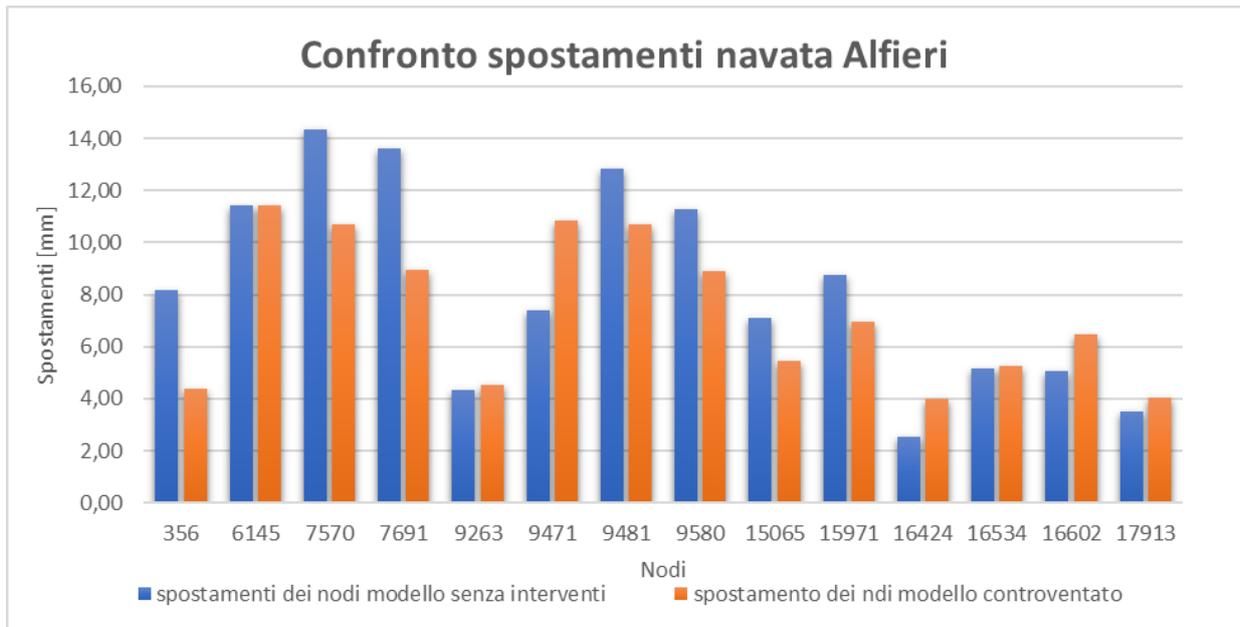


Figura 10.40. Confronto grafico degli spostamenti dei nodi della navata Alfieri

Dai grafici si può constatare come lo spostamento dei nodi analizzati sono soggetti ad una buona riduzione degli spostamenti in tutte le navate.

### 10.8.2 Tecnologia n.2: pannellatura intradossale in XLAM

In questo paragrafo si va a valutare l'effetto della pannellatura XLAM in copertura sulla struttura della Collegiata. Come già anticipato in precedenza, le considerazioni fatte sulla base della pubblicazione del Prof. Jurina vengono estese anche a questo caso.

Per la soluzione in esame la rigidità del materiale impiegato è nota dagli interventi precedenti, quindi saranno inseriti nel modello degli elementi plate, aventi la rigidità dello XLAM e lo spessore di 6 cm. I nodi considerati per il confronto sono gli stessi del paragrafo precedente. Di seguito vengono riportati i grafici del confronto.

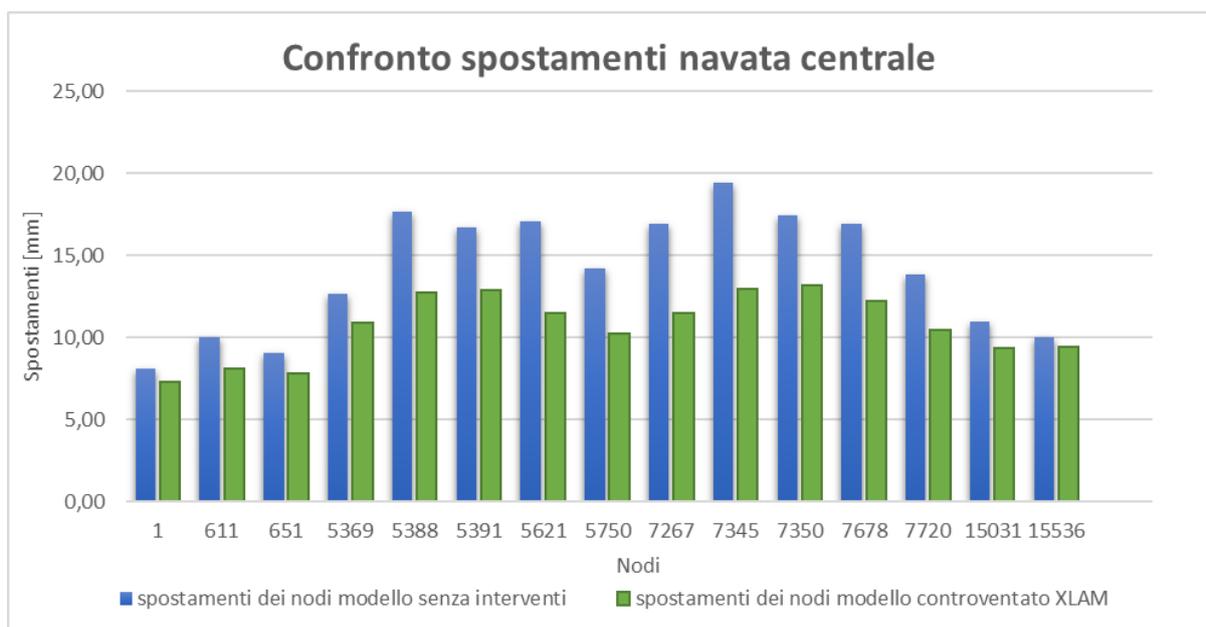


Figura 10.41. Confronto grafico degli spostamenti dei nodi della navata centrale

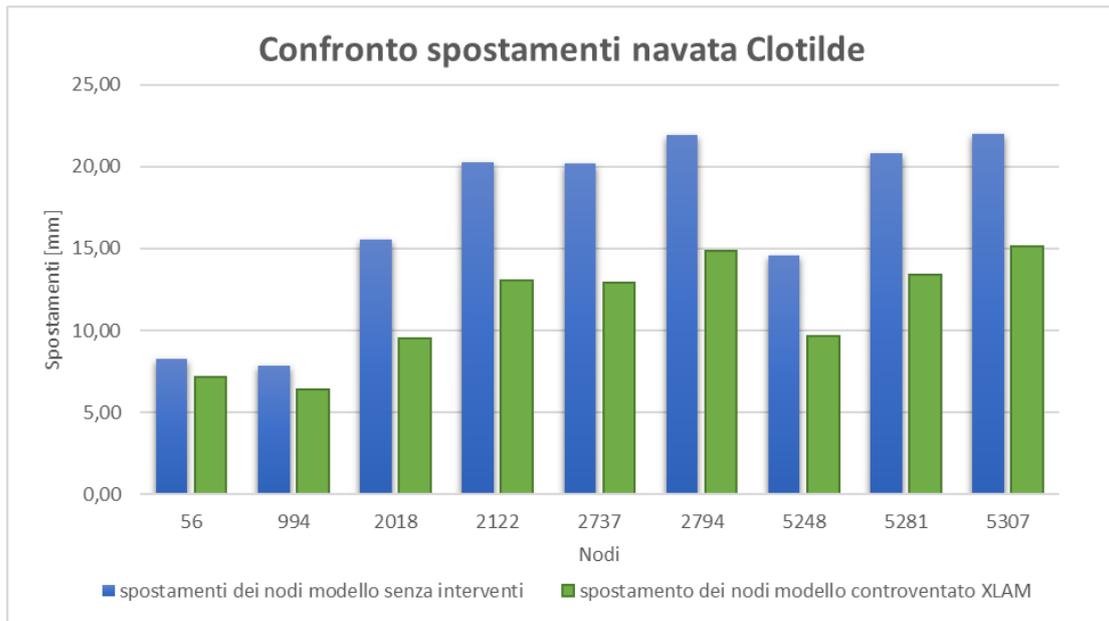


Figura 10.42. Confronto grafico degli spostamenti dei nodi della navata Clotilde

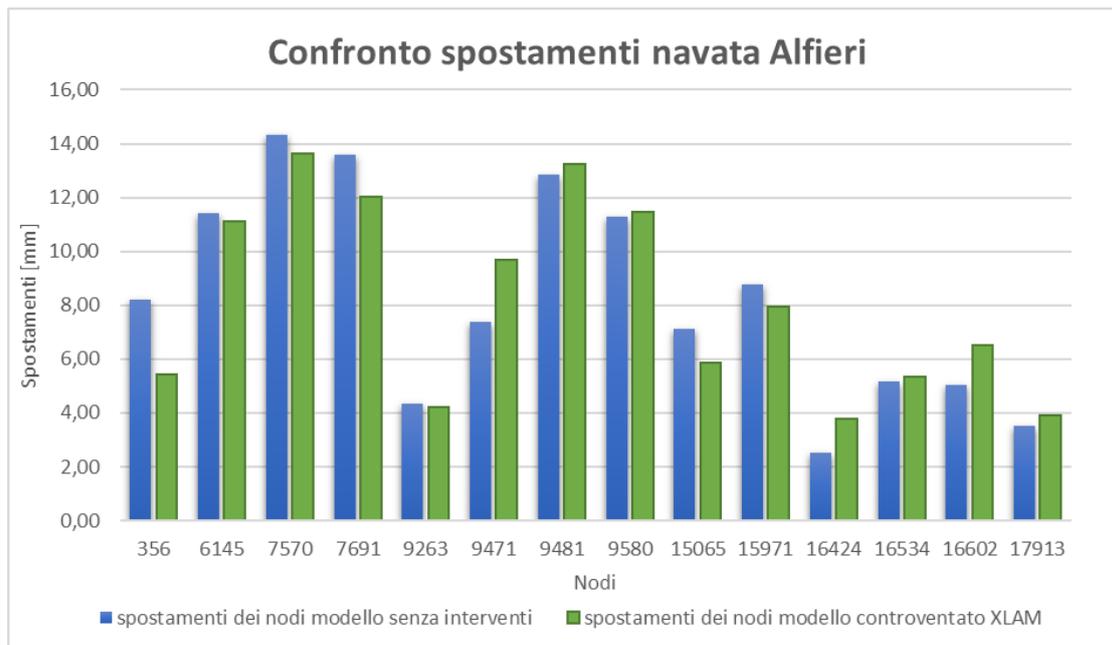


Figura 10.43. Confronto grafico degli spostamenti dei nodi della navata Alfieri

Anche in questo caso l'intervento porta ad una buona riduzione degli spostamenti in tutte le navate.

### 10.8.3 Confronto dei risultati ottenuti tra la tecnologia n.1 e n.2

In questo paragrafo viene riportato il confronto tra i due interventi di rinforzo. Il confronto viene fatto in termini di spostamenti, come in precedenza, ma anche in termini di caratteristiche dinamiche della struttura, cioè periodi di oscillazione e massa partecipante. Di seguito vengono riportati i grafici dei confronti.

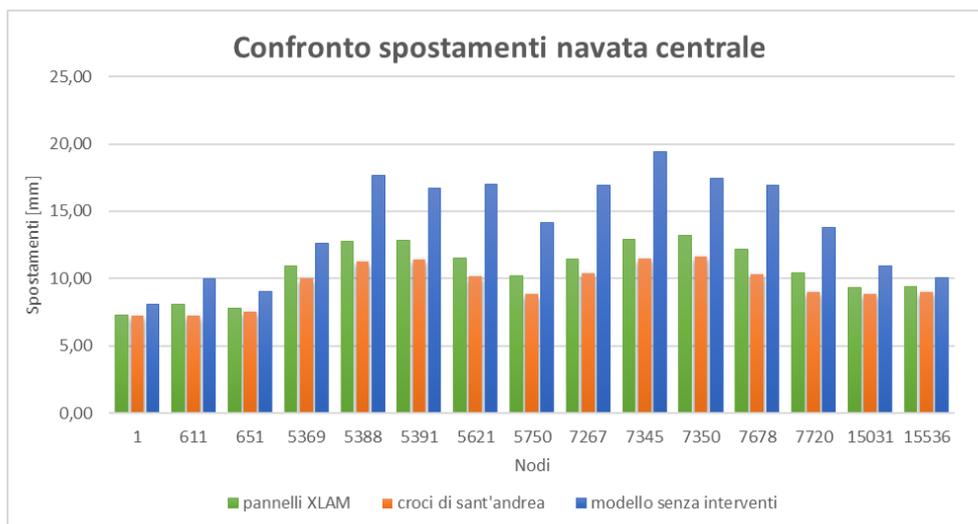


Figura 10.44. Confronto tra le soluzioni navata centrale

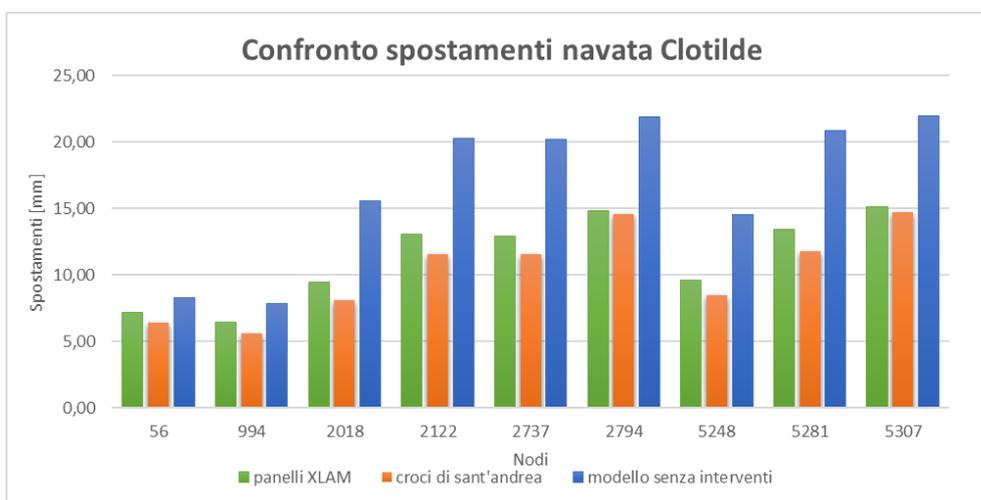


Figura 10.45. Confronto tra le soluzioni navata Clotilde

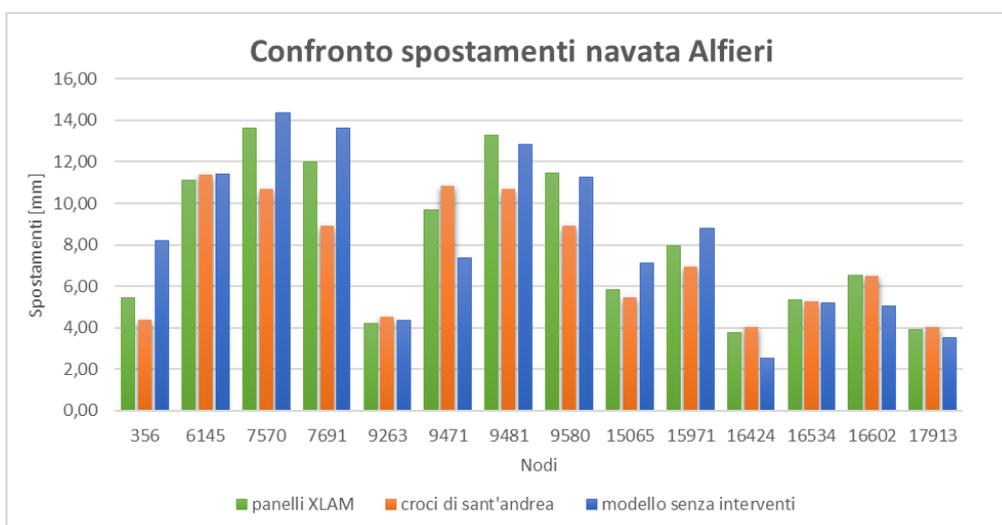


Figura 10.46. Confronto tra le soluzioni navata Alfieri

Dai grafici viene evidenziato come le due soluzioni proposte garantiscano una buona riduzione degli spostamenti in testa ai macroelementi. L'impiego di controventi in acciaio è risultato, in termini di riduzione dello spostamento nella combinazione sismica, leggermente migliore. Per entrambi i casi analizzati, è stato verificato, come fatto e descritto per i solai in XLAM, se i piani introdotti nel modello della struttura si possono considerare infinitamente rigidi e tale verifica ha dato esito positivo per entrambe le soluzioni.

Passando alle caratteristiche dinamiche della struttura, si vanno a valutare i periodi d'oscillazione e le percentuali di massa partecipante della struttura.

Di seguito vengono riportati i dati per la struttura con controventi di acciaio in copertura.

Mode	UX	UY	UZ
<b>EIGENVALUE ANA</b>			
Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	13.5050	2.1494	0.4652
2	17.6105	2.8028	0.3568
3	19.2763	3.0679	0.3260
4	20.3783	3.2433	0.3083
5	20.4845	3.2602	0.3067
6	21.1640	3.3683	0.2969
7	24.1494	3.8435	0.2602
8	26.3205	4.1890	0.2387
9	26.6619	4.2434	0.2357
10	28.4352	4.5256	0.2210

Figura 10.47. Periodi di oscillazione della struttura con controventi d'acciaio in copertura

Mode	UX		UY		UZ	
94	0.0003	84.7753	0.0580	81.6757	0.0502	48.5775
95	0.1498	84.9250	0.1682	81.8439	0.1054	48.6829
96	0.0307	84.9557	0.0897	81.9335	0.0023	48.6853
97	0.6116	85.5673	0.1710	82.1045	0.0337	48.7190
98	0.2044	85.6311	0.0399	82.1443	0.0653	48.7843
99	0.0265	85.8582	0.1801	82.3245	0.1034	48.8676
100	0.3102	86.1684	0.1889	82.5133	0.0046	48.8922
101	0.0004	86.1688	0.1001	82.6134	0.0677	48.9599
102	0.0004	86.1692	0.1055	82.7189	0.0854	49.0453
103	0.0055	86.1746	0.3181	83.0370	0.0478	49.0930
104	0.0122	86.1869	0.0001	83.0371	0.0370	49.1301
105	0.0126	86.1994	0.2871	83.3242	0.0000	49.1301
106	0.2082	86.4076	0.0024	83.3266	0.0190	49.1491
107	0.0424	86.4500	0.0000	83.3266	0.0574	49.2064

Figura 10.48. Percentuale di massa partecipante della struttura con controventi d'acciaio in copertura

La riduzione dei periodi della struttura risulta marcata, se si guarda il primo modo di vibrare si passa da 0,57 s per il modello senza interventi ai 0,47 s del modello controventato in acciaio. Una riduzione significativa si verifica anche per i modi di vibrare che bisogna considerare per raggiungere l'85 % della massa coinvolta come indicato dalle NTC08. Nel caso in oggetto, la riduzione dei nodi da considerare si attesta a 20 modi, si passa dai 117 del modello senza intervento ai 97 attuali, ciò è

segno che la struttura subisce un miglioramento del comportamento globale. Ottenere una riduzione dei modi da considerare in un edificio ecclesiastico è molto difficile, in quanto il comportamento di tali strutture viene influenzato da tanti meccanismi locali. Quindi nel caso studio con questo intervento si riesce ad aumentare la capacità della struttura di rispondere con un comportamento d'insieme quando sollecitata da una carichi orizzontali, come quello sismico.

Si passa all'altra soluzione proposta.

Mode	UX	UY	UZ
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>			
Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	12.3288	1.9622	0.5096
2	15.9194	2.5337	0.3947
3	17.9528	2.8573	0.3500
4	18.9429	3.0149	0.3317
5	20.3778	3.2432	0.3083
6	20.9203	3.3296	0.3003
7	22.2769	3.5455	0.2820
8	22.6205	3.6002	0.2778
9	24.4295	3.8881	0.2572
10	25.7976	4.1058	0.2436

Figura 10.49. Periodi di oscillazione della struttura con pannellatura intradossale in XLAM in copertura

Mode	UX		UY		UZ	
97	0.0108	84.5603	0.0526	80.8344	0.2006	47.0764
98	0.0287	84.5890	0.0166	80.8511	0.0106	47.0870
99	0.0040	84.5930	0.0489	80.8999	0.0213	47.1084
100	0.0564	84.6494	0.1142	81.0141	0.0454	47.1538
101	0.3294	84.9788	0.0145	81.0286	0.3833	47.5371
102	0.0006	84.9795	0.4901	81.5187	0.1730	47.7101
103	0.0005	84.9800	1.1390	82.6577	0.0011	47.7112
104	0.0180	85.0010	0.2010	82.8587	0.0363	47.7476
105	0.1622	85.1631	0.0171	82.8757	0.0157	47.7633
106	0.1318	85.2949	0.1726	83.0483	0.0257	47.7890
107	0.0343	85.3292	0.1109	83.1593	0.0142	47.8032
108	0.0112	85.3404	0.2215	83.3808	0.2358	48.0390
109	0.5184	85.8587	0.0291	83.4099	0.1355	48.1745

Figura 10.50. Percentuale di massa partecipante della struttura con pannellatura intradossale XLAM in copertura

La riduzione dei periodi d'oscillazione in questo caso è molto sensibile, se si guarda il primo modi si passa dai 0,57 ai 0,51 s. Per quanto riguarda la massa partecipante, la riduzione di modi da considerare si attesta a 13.

Fatte tutte le considerazioni del caso, si può affermare che la soluzione migliore sia quella nell'introduzione di controventi in acciaio in copertura, non tanto per la riduzione in termini di

spostamenti, simile a quella generata dalla pannellatura intradossale in XLAM, o per il miglioramento delle caratteristiche dinamiche, ma per la semplicità dell'applicazione dell'intervento, facilità di montaggio, facilità di trasporto dei materiali in quota, la scarsa invasività, la facilità di sostituzione in caso di rottura di un tirante, e per i costi, come si è visto nel caso dei solai in XLAM.

Infine viene riportato il confronto tra le forme modali dei primi 3 modi del modello senza interventi e i modelli modificati.

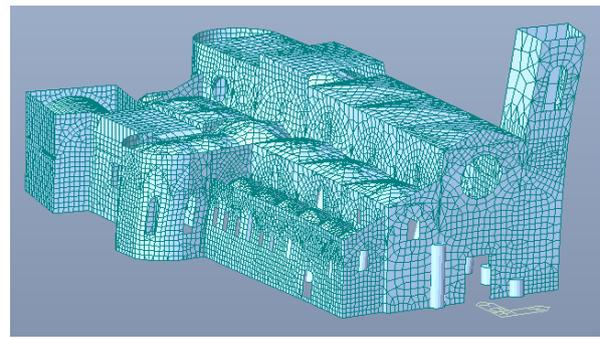
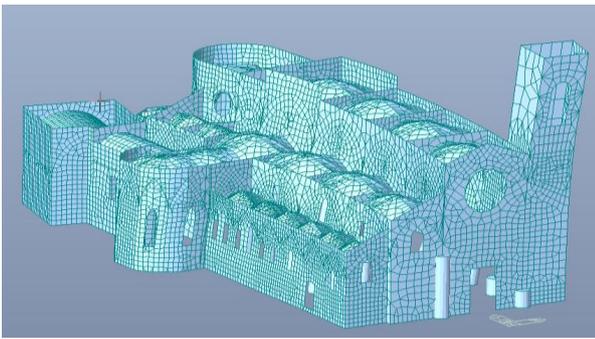


Figura 10.51. Primo modo di vibrare: modella senza interventi (sx) vs modello con controventi di acciaio in copertura (dx)

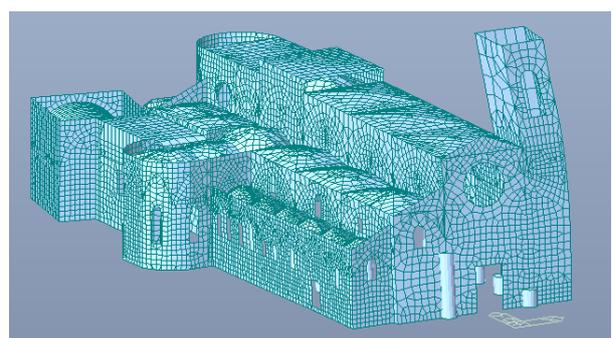
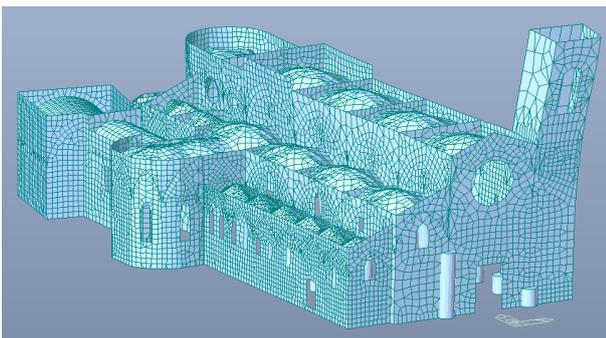


Figura 10.33. Secondo modo di vibrare: modella senza interventi (sx) vs modello con controventi di acciaio in copertura (dx)

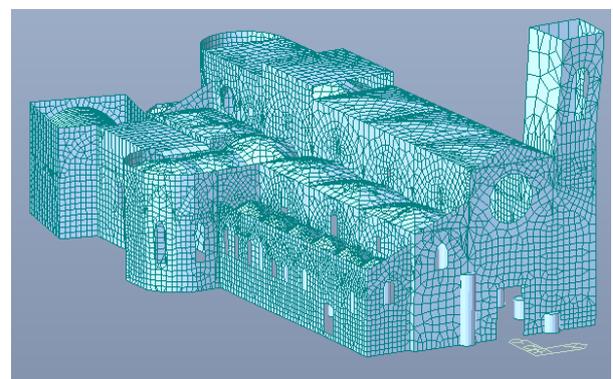
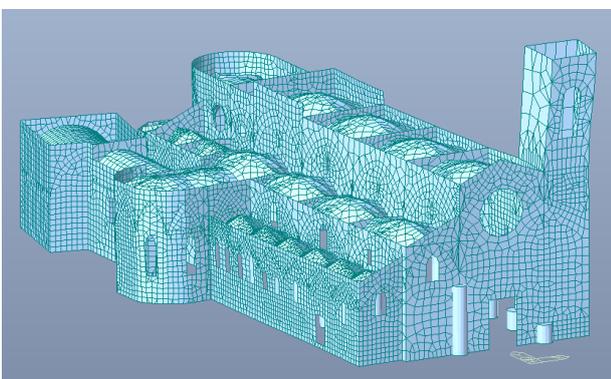


Figura 10.53. Terzo modo di vibrare: modella senza interventi (sx) vs modello con controventi di acciaio in copertura (dx)

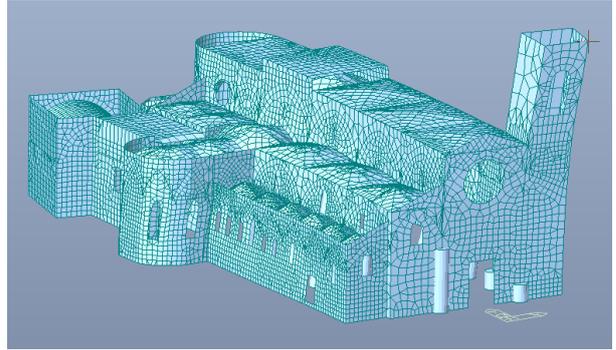
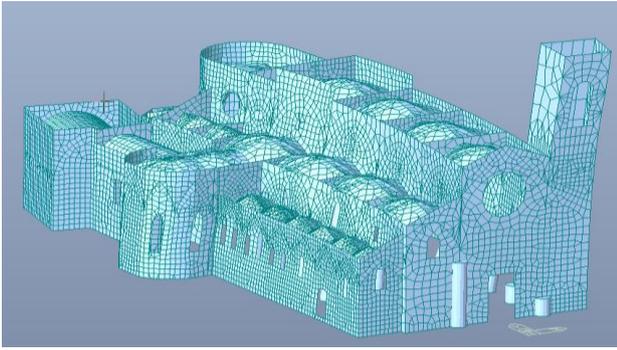


Figura 10.54. Primo modo di vibrare: modella senza interventi (sx) vs modello con controventatura XLAM in copertura (dx)

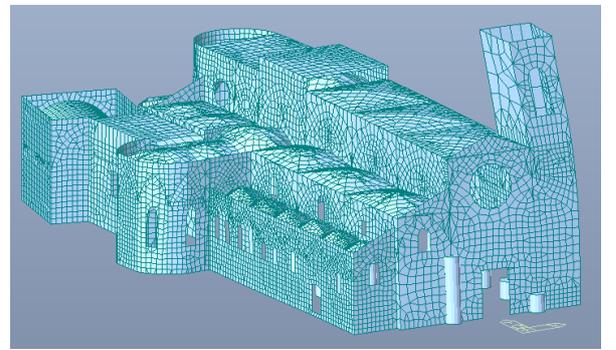
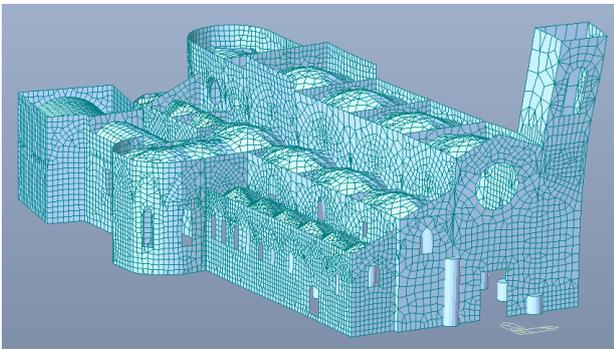


Figura 10.55. Secondo modo di vibrare: modella senza interventi (sx) vs modello con controventatura XLAM in copertura (dx)

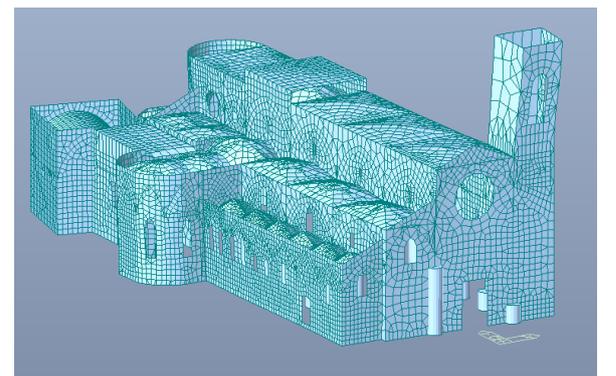
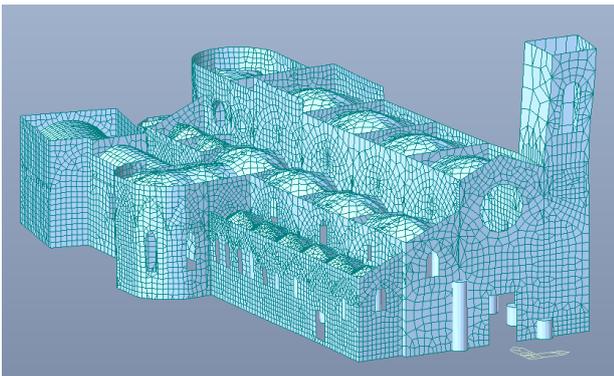


Figura 10.56. Terzo modo di vibrare: modella senza interventi (sx) vs modello con controventatura XLAM in copertura (dx)

## 11. Cordolo sommitale in acciaio

### 11.1 Introduzione

In questo capitolo viene proposta un ulteriore intervento a al fine di migliorare il comportamento globale della struttura. Tale intervento prevede l'introduzione di un cordolo sommitale in acciaio in modo da migliorare la connessione tra i macroelementi longitudinali e quelli trasversali allo scopo di ottenere un comportamento scatolare della struttura. La soluzione proposta rispetta i vincoli imposti per tali tipi di strutture, in quanto il cordolo viene posizionato al di sopra del livello delle volte sulla sommità dei macroelementi e quindi non è visibile dall'interno della chiesa. In aggiunta l'intervento risulta essere scarsamente invasivo e completamente a secco.

Sulla base d'interventi simili in altre strutture simili adibite a luogo di culto, si è scelto di introdurre un cordolo avente sezione a "C" dell'altezza di 240 mm denominata con la sigla "C".

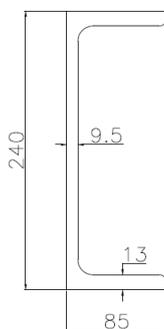


Figura 11.34. Sezione UPN 240, quote in mm

Il cordolo viene disposto lungo la parete interna dei setti. Quest'ultimo non può essere ancorato alle pareti con piccoli tiranti agganciati tramite rondelle e bulloni alla parte esterna dei setti, in quanto l'intervento sarebbe visibile dall'esterno. Per tale motivo l'ancoraggio alla muratura viene reso possibile tramite delle viti inclinate di 10° in modo da aumentare l'attrito.

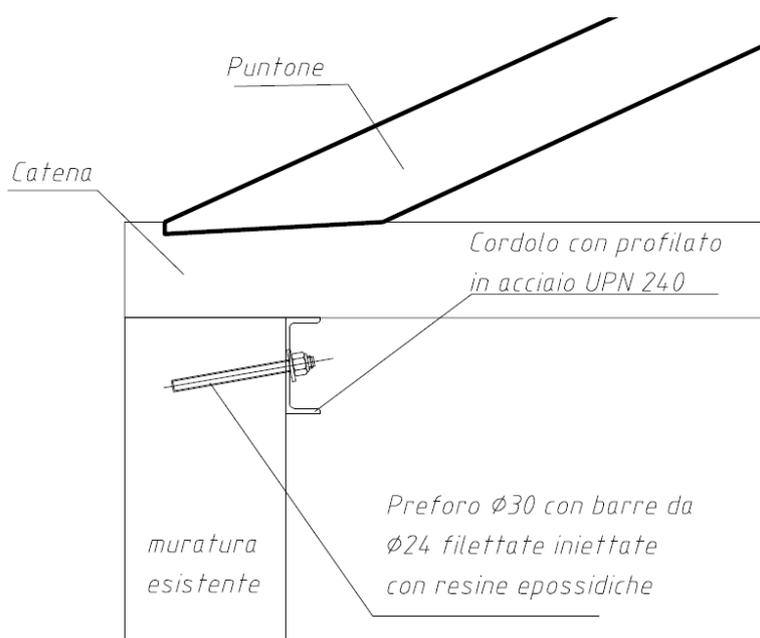


Figura 11.35. Particolare connessione cordolo

## 11.2 Introduzione del cordolo nel modello FEM

Il cordolo viene introdotto tramite un elemento di tipo "General Beam", la sezione, invece, è già presente in *midas gen* e non è necessario definirla manualmente.

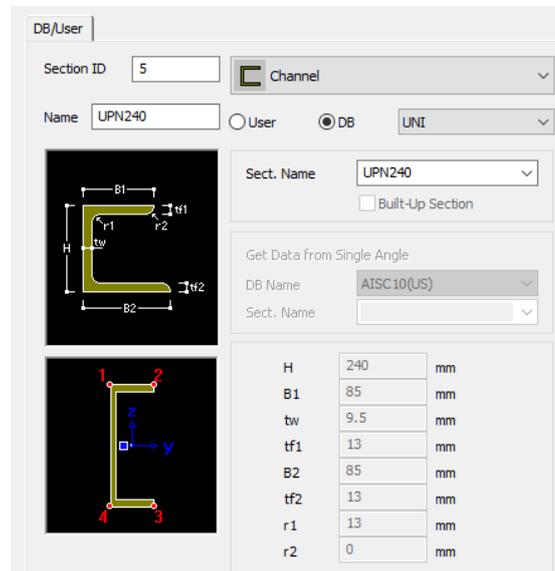


Figura 11.36. Selezione del tipo di sezione

Il cordolo è stato inserito manualmente lungo la sommità dei macroelementi longitudinali e trasversali, ponendo l'attenzione nel fare coincidere i nodi dell'elemento in acciaio con quelli dei setti in muratura. Lo schema con cui viene inserito il cordolo è illustrato nella figura seguente.

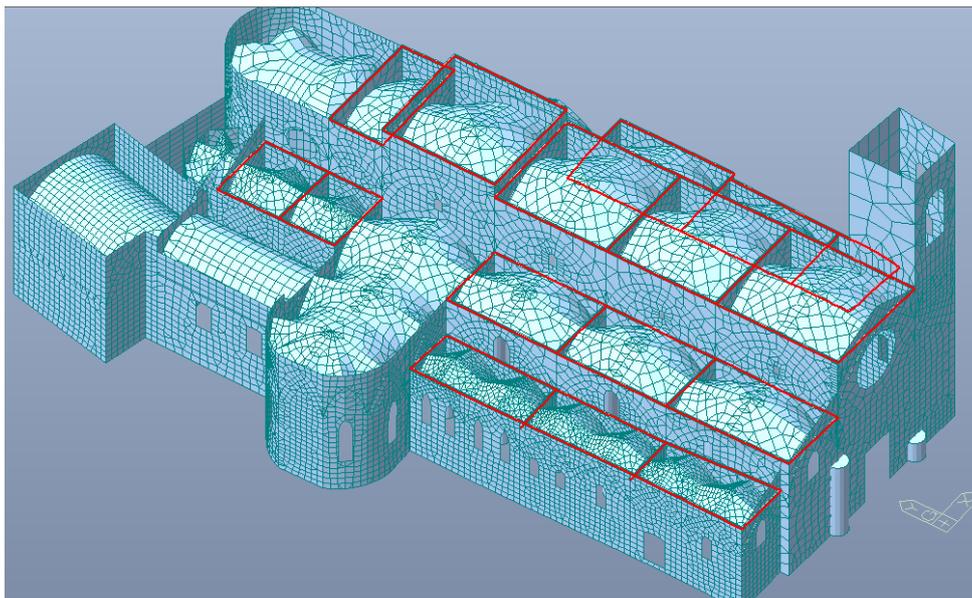


Figura 11.37. Modello FEM con cordoli in acciaio

### 11.3 Valutazione dell'intervento

La bontà dell'intervento proposto viene valutata come fatto in precedenza nel caso degli interventi in copertura, vengono considerati gli stessi nodi e confrontati gli spostamenti del modello senza interventi con quelli del modello col cordolo.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti.

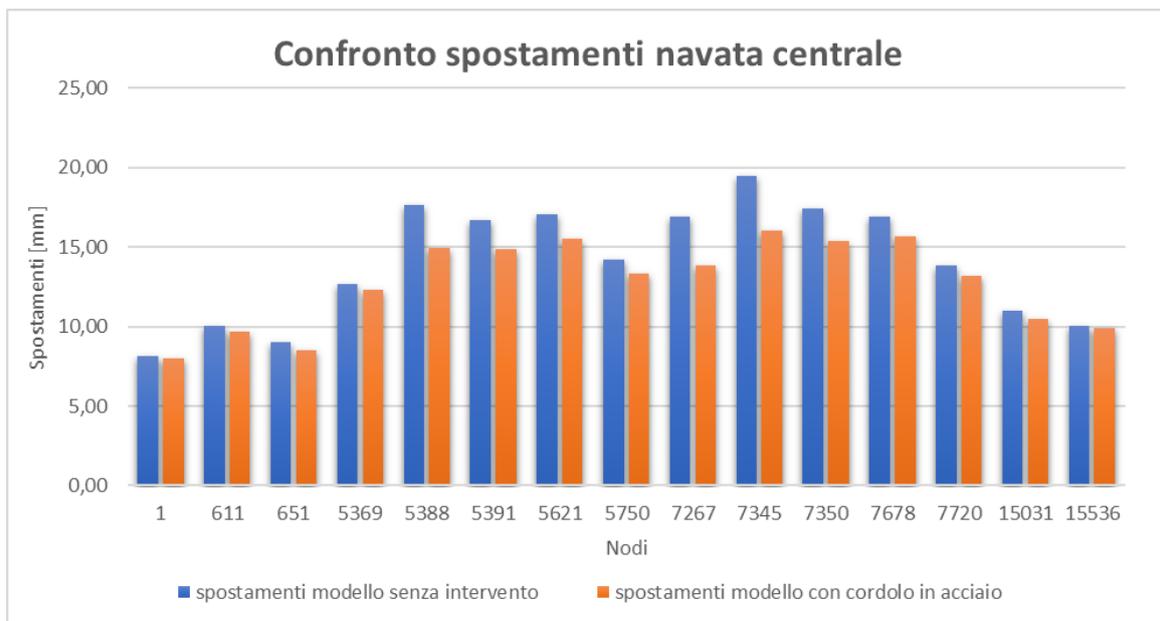


Figura 11.38. Confronto degli spostamenti per la navata centrale

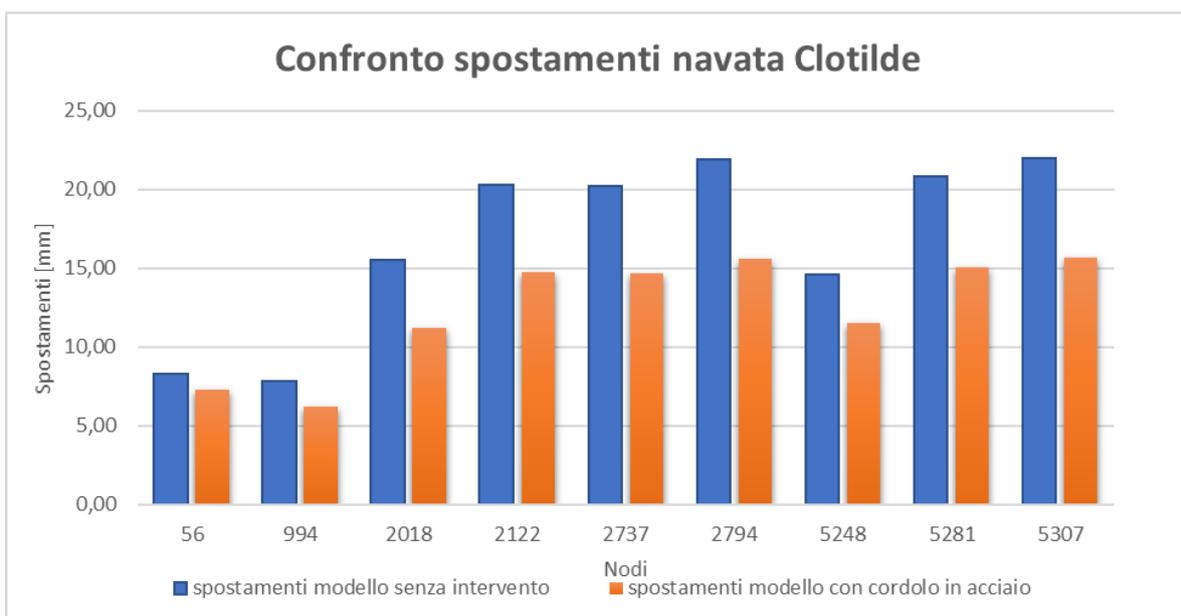


Figura 11.39. Confronto degli spostamenti per la navata Clotilde

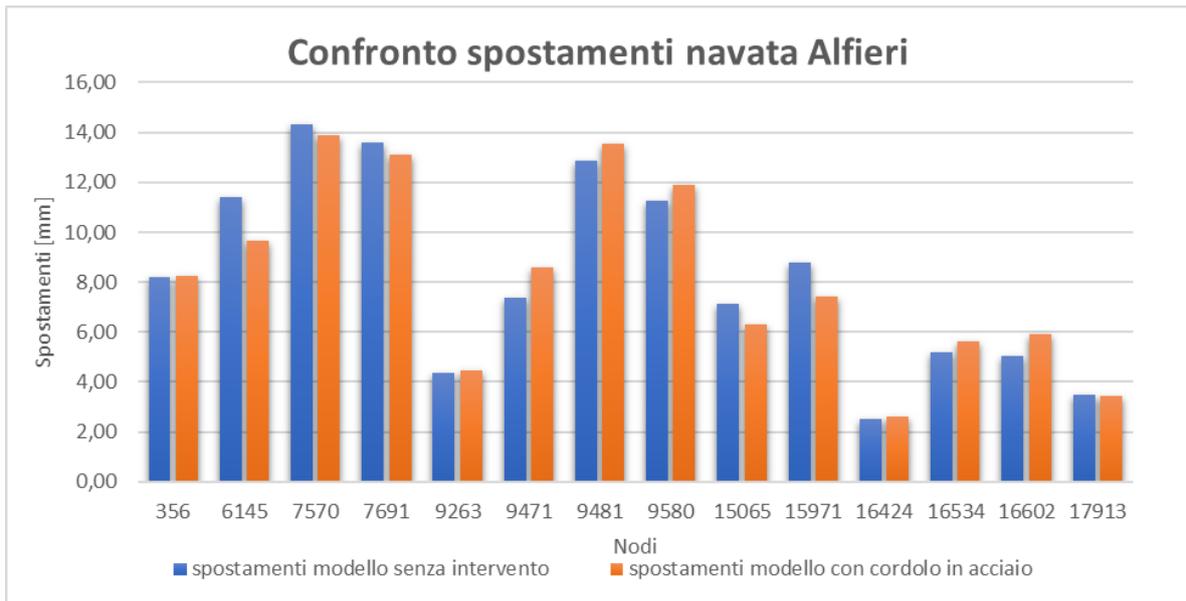


Figura 11.40. Confronto dei spostamenti per la navata Alfieri

Come si può leggere facilmente dai grafici, l'intervento comporta una modesta riduzione degli spostamenti in testa dei macroelementi, fatta eccezione per la navata Clotilde. Dal punto di vista dinamico, non si verificano delle riduzioni significative dei periodi propri della struttura, ma dall'altro lato si verifica una riduzione dei modi che bisogna considerare per raggiungere l'85 % della massa vibrante da 117 a 109.

La soluzione proposta produce un miglioramento modesto. Dall'altro lato essa è da considerarsi in combinazione con le soluzioni proposte per la copertura, in modo da sommare gli effetti positivi del cordolo e dei controventi in copertura.



## 12. Stima dell'indice di vulnerabilità sismica post-intervento

In questo capitolo vengono ricalcolati gl'indici di vulnerabilità sismica della struttura alla luce degl'interventi di rinforzo discusse nei capitoli precedenti. In questo caso, gl'indici vengono ottenuti nella loro definizione classica seguendo le indicazioni delle linee guida "Linee Guida BBCC" del 26 novembre 2010 e considerando la copertura come un piano rigido.

### 12.1 Cenni teorici

La formulazione per il calcolo dell'indice di vulnerabilità sismica viene fornita al paragrafo 2.4 delle Linee Guida dalla relazione 2.3:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \quad (12.1)$$

con

- $T_{SLV}$  periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al generico stato limite, in questo caso SLV
- $T_{R,SLV}$  periodo di ritorno di riferimento

Il periodo di riferimento viene calcolato secondo la 2.2 delle Linee Guide:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (12.2)$$

con

- $V_R$  vita di riferimento
- $P_{VR}$  probabilità di superamento della vita di riferimento, nel caso dello SLV pari a 0,1

La vita di riferimento è espressa dalla relazione 2.1:

$$V_R = C_U V_N \quad (12.3)$$

con

- $V_N$  vita nominale pari a 50 anni
- $C_U$  coefficiente d'uso fornito dalla tabella 2.4. II delle NTC08 e pari a 1

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

Figura 12.1. Tabella 2.4. II coefficienti d'uso NTC08

Quindi il valore del periodo di ritorno di riferimento  $T_R$  sarà pari a 475 anni.

Analogamente all'indice di vulnerabilità sismica è possibile definire un fattore d'accelerazione, definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, tale fattore è definito dalla relazione 2.5 delle Linee guida:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \quad (12.4)$$

con

- $a_{SLV}$  accelerazione che porta al raggiungimento dello SLV
- $a_{g,SLV}$  accelerazione associata al periodo di ritorno di riferimento e nel caso di Moncalieri pari a 0,056g

Tale parametro può dare un'idea del deficit di resistenza nel caso in cui è minore di uno, oppure della riserva di resistenza nel caso in cui è maggiore dell'unità, quindi tiene conto della duttilità.

Si passa al calcolo del periodo di ritorno dell'azione sismica che porta allo stato limite di salvaguardia della vita. Il periodo di ritorno  $T_{SLV}$  viene calcolato secondo il paragrafo 5.4.2 delle Linee Guida "Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spinta e orizzontamenti intermedi", sebbene tali principi non si potrebbero applicare per una chiesa e per questo bisogna fare delle considerazioni. Il calcolo dell'indice di vulnerabilità viene svolto assumendo che la chiesa sia stata controventata in copertura ottenendo un piano rigido che garantisca un comportamento globale della t e potendo quindi applicare i principi del paragrafo 5.4.2 considerando la Collegiata come una struttura in muratura avente un solo orizzontamento rigido in corrispondenza della copertura. La scelta più giusta sarebbe applicare i principi del paragrafo 5.4.3 "Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi". In tale paragrafo l'indice di vulnerabilità viene calcolato come assegnando un punteggio agli indicatori di vulnerabilità e ai presidi antisismici presenti nella chiesa e calcolato tramite una formulazione empirica. L'assegnazione dei punteggi corretti necessita delle indagini approfondite e parzialmente invasive che non è stato possibile eseguire per questo lavoro di tesi.

Alla luce di queste considerazioni il periodo di ritorno che porta allo SLV e la relativa accelerazione vengono ricavati con un modello meccanico semplificato LV1 che consente una valutazione quantitativa del periodo di ritorno nell'ipotesi che vi sia un comportamento d'insieme della struttura che porti ad una rottura delle pareti nel proprio piano.

Con riferimento alla condizione che porta al raggiungimento dello SLV, è possibile ricavare il valore dell'ordinata spettrale elastica:

$$S_{e,SLV} = \frac{qF_{SLV}}{e^*M} \quad (12.5)$$

con

- $F_{SLV}$  è la resistenza a taglio dell'edificio;
- $q$  è il coefficiente di struttura, nel caso in esame è stato assunto pari a 2,16;
- $M$  è la massa sismica totale;
- $e^*$  è la frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrare

La resistenza a taglio dell'edificio viene valutata tramite la 5.3, considerando la direzione x come esempio:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_x A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi} k_i} \quad (12.6)$$

con

- $A_{xi}$  area dei muri resistenti in direzione x
- $\tau_{di}$  valore di calcolo dei macroelementi resistenti in direzione x:

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}} \quad (12.7)$$

con

- valore di calcolo della resistenza della muratura, definita come nei capitoli precedenti
- $\sigma_{0i}$  tensione di compressione media

- $k_i$  rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i-esimo e la forza sismica totale, in questo caso pari a 1
- $\beta_{xi}$  è un coefficiente di irregolarità in pianta associato all'eccentricità  $e_{vi}$  del centro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse e alla distanza  $d_{vi}$  tra il baricentro delle rigidezze e la parete in direzione x più esterna.
- $\mu_{xi}$  è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, valutato in questo modo:

$$\mu_{xi} = 1 - 0,2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2}} \quad (12.8)$$

con

- $N_{mxi}$  numero dei maschi murari in direzione x
- $A_{xi,j}$  area del generico maschio in direzione x del piano j-esimo
- $\xi_{xi}$  coefficiente legato al tipo di rottura prevista in prevalenza nei maschimurari dell'i-esimo piano, esso vale 1 nel caso del collasso per taglio e 0,8 nel caso di maschi snelli caricati a presso-flessione
- $\zeta_x$  coefficiente legato alle fasce murarie, 1 nel caso di fasce forti e 0,8 nel caso di fasce deboli non in grado di bloccare la rotazione in testa dei maschi murari.

La frazione di massa partecipante  $e^*$  viene calcolata con la relazione 5.14 :

$$e^* = 0,75 + 0,25N^{-0,75} \quad (12.9)$$

con N numero di piani, in questo caso  $e^*$  sarà uguale a 1.

La massa partecipante viene calcolata con la 5.9:

$$M = \frac{(G_k + \sum_1^N \psi_{2j} Q_{kj})}{g} \quad (12.10)$$

con  $\psi_{2j}$  coefficiente di combinazione.

Calcolata l'ordinata spettrale, si può ottenere l'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo.

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & T_B \leq T_1 \leq T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1) T_1}{SF_0 T_C} & T_B \leq T_1 \leq T_C \end{cases} \quad (12.11)$$

con

- $T_1$  il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- $T_B, T_C$  e  $T_D$  periodi caratteristici dello spettro di risposta;
- $S = S_S S_T$  coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Ottenuta l'accelerazione al suolo, si passa al calcolo del periodo di ritorno, che viene ricavato per interpolazione dai valori delle accelerazioni al suolo di Moncalieri corrispondenti a diversi valori del periodo di ritorno.

Moncalieri	
Tr [anni]	ag [g]
30	0,023558
50	0,0291
72	0,032972
101	0,036586
140	0,040247
201	0,044794
475	0,055975
975	0,06637
2475	0,081265

Tabella 12.1. Valori accelerazioni al suolo Moncalieri

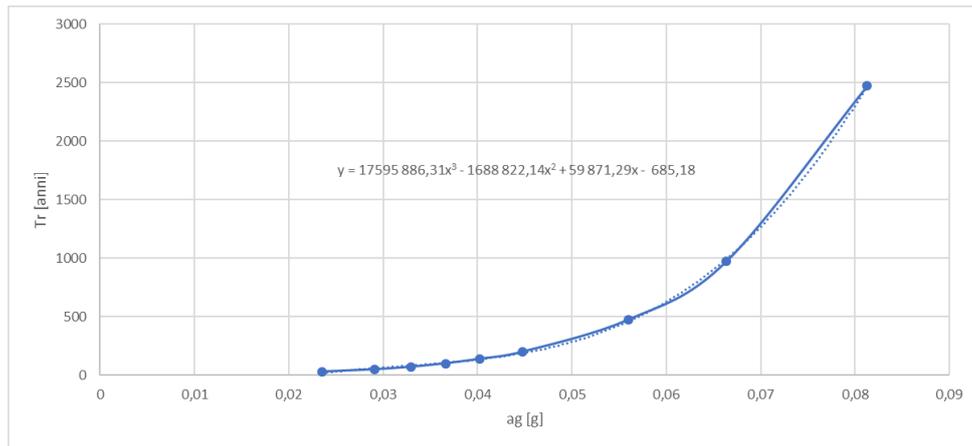


Figura 12.2. Periodi di ritorno in funzione delle accelerazioni

Le Linee Guida permettono, inoltre, di valutare l'efficacia dei rinforzi tramite la formulazione 2.4, che permette di valutare la vita nominale corrispondente allo stato attuale a seguito dell'intervento in funzione del periodo di ritorno ricavato con il metodo descritto in precedenza. La formulazione è la seguente:

$$V_N = -\frac{T_{SL}}{C_u} \ln(1 - P_{vk}) \quad (12.12)$$

## 12.2 Indice di vulnerabilità sismica del caso studio

In questo paragrafo vengono riportate le tabelle che riassumono il calcolo dell'indice di vulnerabilità della Collegiata. Il calcolo viene fatto nella direzione x e y e svolto per ciascun tipo di rinforzo in copertura. I rinforzi sul campanile vengono trascurati in quanto quasi non incidono sulla massa totale della struttura.

I parametri che vengono utilizzati per il calcolo dell'accelerazione spettrale sono quelli definiti nei capitoli precedenti per lo spettro di progetto.

Tra i due interventi proposti cambia la massa totale della struttura e di conseguenza cambierà l'ordinata spettrale, il periodo di ritorno e l'accelerazione.

Controventatura intradossale in XLAM della copertura			
Direzione x		Direzione y	
M [Kg]	7870359,49	M [Kg]	7870359,49
$\varphi$ [-]	0,86	$\varphi$ [-]	0,86
$e^*$ [-]	1,00	$e^*$ [-]	1,00
$k_i$ [-]	1,00	$k_i$ [-]	1,00
$\sigma_{0,i}$ [N/m <sup>2</sup> ]	842057,22	$\sigma_{0,i}$ [N/m <sup>2</sup> ]	619449,83
$\tau_{d,i}$ [N/m <sup>2</sup> ]	109024,17	$\tau_{d,i}$ [N/m <sup>2</sup> ]	94097,50
$A_{x,i}$ [m <sup>2</sup> ]	91,69	$A_{y,i}$ [m <sup>2</sup> ]	124,64
$e_{y,i}$ [m]	10,01	$e_{x,i}$ [m]	3,90
$d_{y,i}$ [m]	13,42	$d_{x,i}$ [m]	4,00

$\beta_{x,i}$ [-]	1,25	$\beta_{y,i}$ [-]	1,25
$N_{mx,i}$ [-]	36,00	$N_{my,i}$ [-]	37,00
$\mu_{x,i}$ [-]	0,80	$\mu_{y,i}$ [-]	0,80
$\xi_{x,i}$ [-]	1,00	$\xi_{y,i}$ [-]	1,00
$\zeta_{x,i}$ [-]	1,00	$\zeta_{y,i}$ [-]	1,00
$F_{slv,x}$ [N]	6430691,43	$F_{slv,y,i}$ [N]	7506120,30
$Se_{,SLV}$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,76	$Se_{,SLV}$ [m/s <sup>2</sup> ]	2,06
$Se_{,SLV}$ [g]	0,18	$Se_{,SLV}$ [g]	0,21
a SLV [g]	0,05	a SLV [g]	0,06
TSLV [anni]	400,37	TSLV [anni]	798,76
Vr [anni]	50,00	Vr [anni]	50,00
$Is_{,SLV}$	0,84	$Is_{,SLV}$	1,68
$fa_{,SLV}$	0,97	$fa_{,SLV}$	1,13

Tabella 12.2. Calcolo dell'indice di vulnerabilità

Controventi di falda di acciaio in copertura			
Direzione x		Direzione y	
M [Kg]	7425021,02	M [Kg]	7425021,02
$\varphi$ [-]	0,86	$\varphi$ [-]	0,86
$e^*$ [-]	1,00	$e^*$ [-]	1,00
$k_i$ [-]	1,00	$k_i$ [-]	1,00
$\sigma_{0,i}$ [N/m <sup>2</sup> ]	842057,22	$\sigma_{0,i}$ [N/m <sup>2</sup> ]	619449,83
$\tau_{d,i}$ [N/m <sup>2</sup> ]	109024,17	$\tau_{d,i}$ [N/m <sup>2</sup> ]	94097,50
$A_{x,i}$ [m <sup>2</sup> ]	91,69	$A_{y,i}$ [m <sup>2</sup> ]	124,64
$e_{y,i}$ [m]	10,01	$e_{x,i}$ [m]	3,90
$d_{y,i}$ [m]	13,42	$d_{x,i}$ [m]	4,00
$\beta_{x,i}$ [-]	1,25	$\beta_{y,i}$ [-]	1,25
$N_{mx,i}$ [-]	36,00	$N_{my,i}$ [-]	37,00
$\mu_{x,i}$ [-]	0,80	$\mu_{y,i}$ [-]	0,80
$\xi_{x,i}$ [-]	1,00	$\xi_{y,i}$ [-]	1,00
$\zeta_{x,i}$ [-]	1,00	$\zeta_{y,i}$ [-]	1,00
$F_{slv,x}$ [N]	6430691,43	$F_{slv,y,i}$ [N]	7506120,30
$Se_{,SLV}$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,87	$Se_{,SLV}$ [m/s <sup>2</sup> ]	2,18
$Se_{,SLV}$ [g]	0,19	$Se_{,SLV}$ [g]	0,22
a SLV [g]	0,06	a SLV [g]	0,07
TSLV [anni]	517,00	TSLV [anni]	1041,57
Vr [anni]	50,00	Vr [anni]	50,00
$Is_{,SLV}$	1,09	$Is_{,SLV}$	2,19
$fa_{,SLV}$	0,97	$fa_{,SLV}$	1,13

Tabella 12.3. Calcolo dell'indice di vulnerabilità

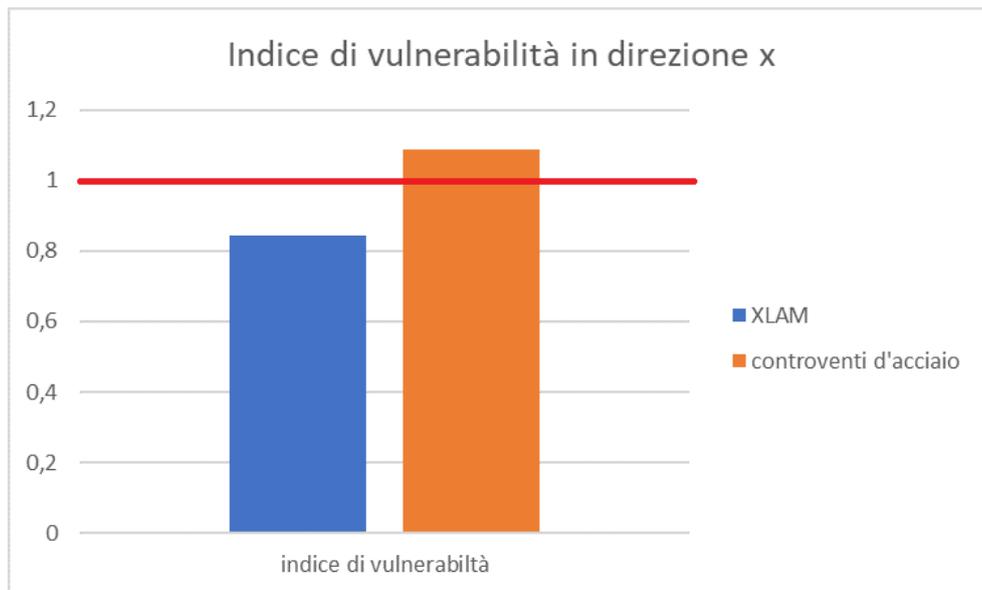


Figura 12.3. Confronto degli indici di vulnerabilità in direzione x

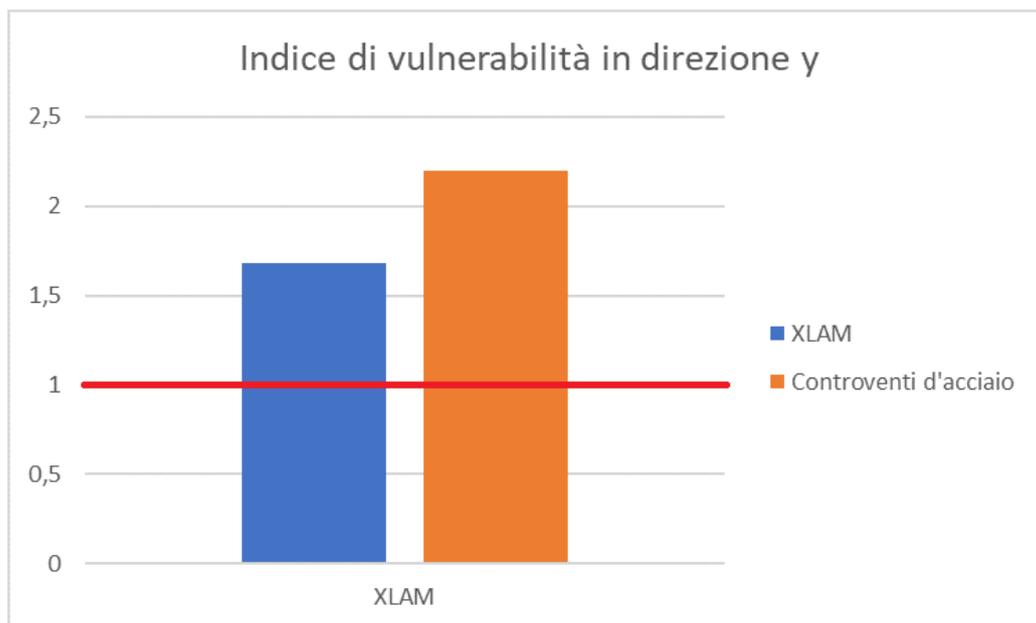


Figura 12.4. Confronto degli indici di vulnerabilità in direzione y

Dai grafici si può notare come in entrambi i casi si riescono ad ottenere degli indici maggiori dell'unità, fatta eccezione per la direzione X nel caso del rinforzo in XLAM. L'introduzione di controventi di falda in acciaio, anche in questo caso, risulta la scelta migliore, in quanto si va ad aggiungere meno massa alla struttura e quindi maggiore sarà l'ordinata spettrale  $S_{e,SLV}$  e di conseguenza maggiore l'accelerazione che porta allo SLV.

In fine viene valutata la vita nominale della struttura post-intervento secondo la relazione 2.4 delle Linee Guida, ricordando che quella di riferimento è pari a 50 anni.

$$V_N = -\frac{T_{SL}}{C_u} \ln(1 - P_{vk}) \quad (12.13)$$

Controventatura in XLAM		Controventatura in acciaio	
direzione x	direzione y	direzione x	direzione y
T <sub>SLV</sub> [anni]	T <sub>SLV</sub> [anni]	T <sub>SLV</sub> [anni]	T <sub>SLV</sub> [anni]
400,4	798,8	517,0	1041,6

Tabella 12.4. Periodi di ritorno dell'azione che porta allo SLV, post-intervento

Controventatura in XLAM		Controventatura in acciaio	
direzione x	direzione y	direzione x	direzione y
V <sub>N</sub> [anni]	V <sub>N</sub> [anni]	V <sub>N</sub> [anni]	V <sub>N</sub> [anni]
42,2	84,2	54,5	109,7

Tabella 12.5. Vita nominale post-intervento

### 12.3 Indice di vulnerabilità sismica del caso studio secondo l'OPCM 3431

In questo paragrafo si è cercato di calcolare gli indici di vulnerabilità, come fatto nel caso pre-intervento, secondo le indicazioni dell'allegato 11.C dell'OPCM "Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura", dove la vulnerabilità sismica era calcolata con la relazione 11.C.8 per ciascun meccanismo:

$$\Gamma = \frac{a_0^*}{a_{sisma}} = \frac{\lambda}{e^* \frac{a_g S}{q} \left(1 + 1,5 \frac{Z}{H}\right)} \geq 1 \quad (12.14)$$

Nella configurazione della struttura post-intervento, i moltiplicatori di collasso risultano maggiori rispetto a quelli presentati in precedenza. Infatti, con l'introduzione del piano rigido in copertura, la struttura dovrebbe avere un comportamento più d'insieme, perciò il rischio che un singolo macroelemento subisca un collasso per ribaltamento fuori dal proprio piano deve diminuire e di conseguenza il moltiplicatore  $\lambda$  deve aumentare.

Il comportamento scatolare della struttura viene garantito da un lato dal piano orizzontale rigido, dall'altro dalla qualità dell'ammorsamento tra le pareti. Si suppone che quest'ultimo sia buono e si ricalcolano gli indici di vulnerabilità considerando i meccanismi del capitolo sull'indice di vulnerabilità pre-intervento. Valori dei moltiplicatori di collasso vengono estratti dallo studio svolto da Silvia Conti in "Edifici storici a pianta basilicale: analisi con modelli meccanici e valutazione degli effetti a lungo termine" (Politecnico di Torino, 2018).

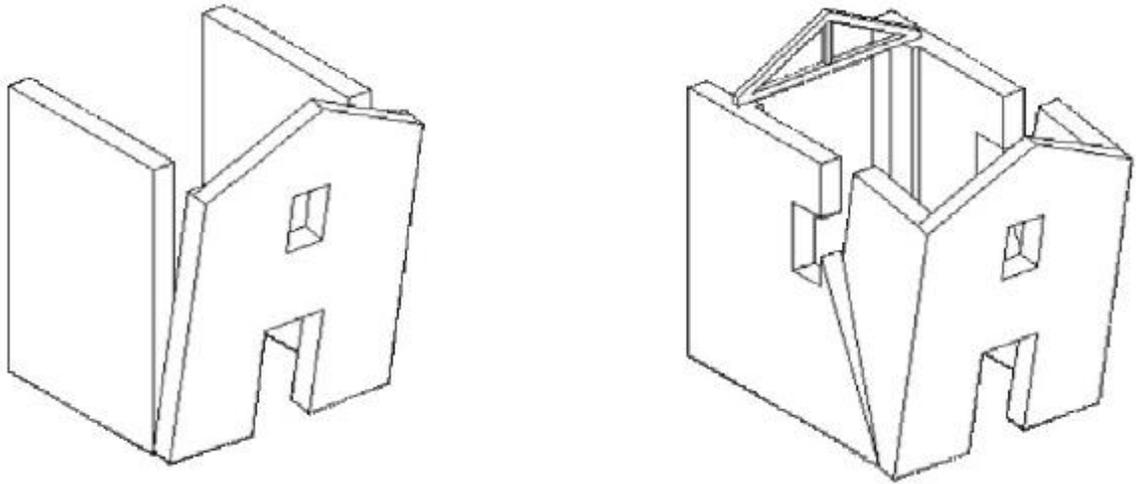


Figura 12.5. Confronto ribaltamento della facciata con cattivo ammortamento (sx) e buon ammortamento (dx)

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti.

- Meccanismi fuori dal piano globali

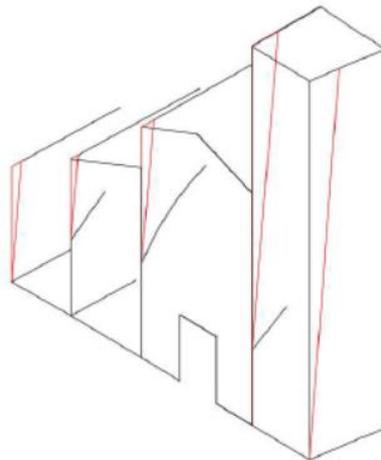


Figura 12.6. Rappresentazione grafica del meccanismo 1

Meccanismo 1	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della facciata (buon ammortamento)	0,17	9,70	2,88

Tabella 18. Calcolo indice vulnerabilità per il meccanismo 1

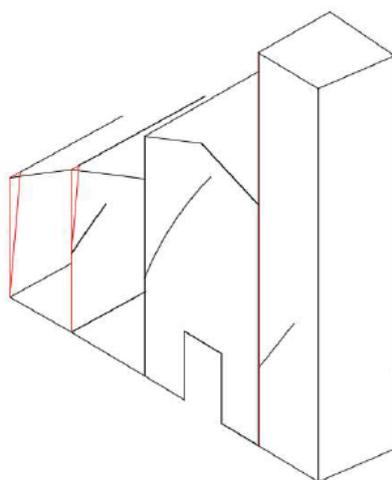


Figura 41. Rappresentazione grafica del meccanismo 2

Meccanismo 2	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della parete della quarta navata laterale L4 (buon ammortamento)	0,18	5,3	3,88

Tabella 19. Calcolo indice vulnerabilità per il meccanismo 2

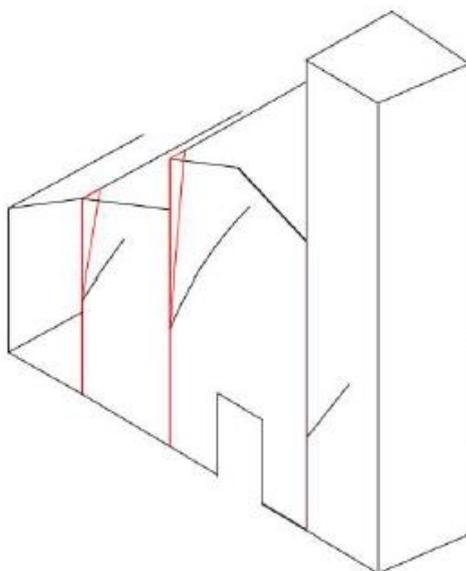


Figura 42. Rappresentazione grafica del meccanismo 3

Meccanismo 3	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della parete della navata laterale sinistra (buon ammortamento)	0,2	6,74	3,96

Tabella 20. Calcolo indice vulnerabilità per il meccanismo 3

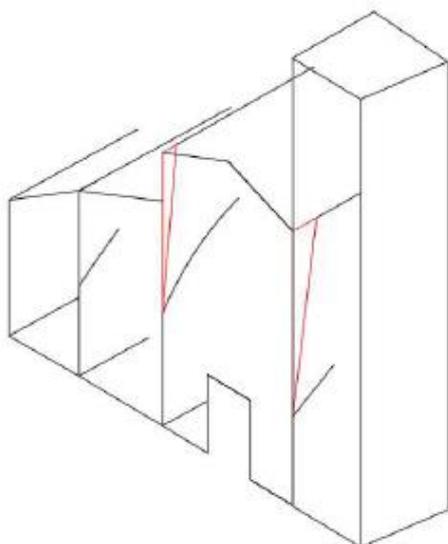


Figura 43. Rappresentazione grafica del meccanismo 4

Meccanismo 4	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della parete della navata centrale (buon ammorsamento)	0,15	11,65	2,32

Tabella 21. Calcolo indice vulnerabilità per il meccanismo 4

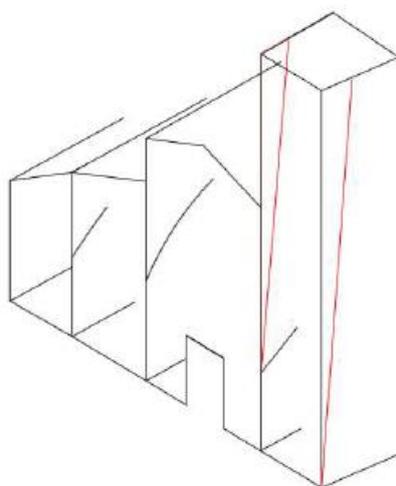


Figura 44. Rappresentazione grafica del meccanismo 5

Meccanismo 5	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento globale della parete del campanile (buon ammorsamento)	1,33	13,25	19,24

Tabella 22. Calcolo indice vulnerabilità per il meccanismo 5

- Meccanismi parziali fuori dal piano della facciata

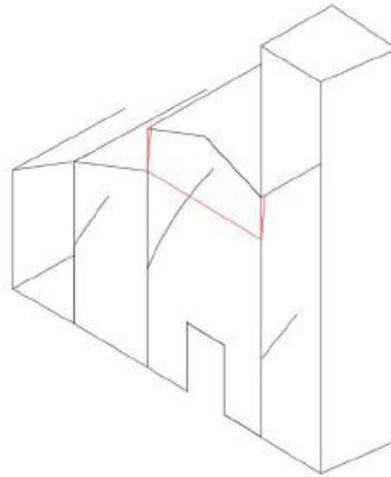


Figura 45. Rappresentazione grafica del meccanismo 1

Meccanismo 1	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento parziale della facciata (buon ammortamento)	0,29	18,11	3,49

Tabella 23. Calcolo indice vulnerabilità per il meccanismo 1

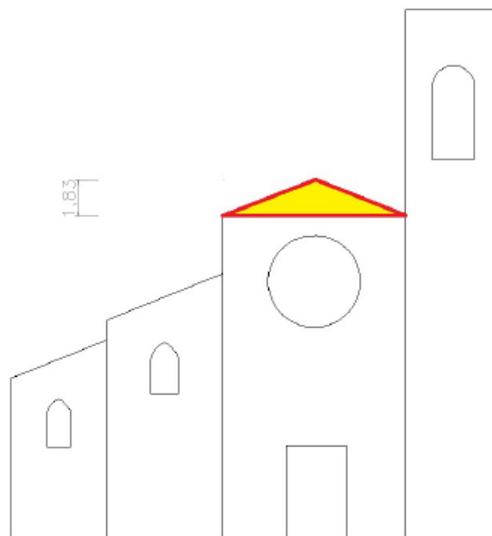


Figura 46. Rappresentazione grafica del meccanismo 2

Meccanismo 2	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
ribaltamento del timpano con formazione di cerniera orizzontale	0,43	16,77	5,43

Tabella 24. Calcolo indice vulnerabilità per il meccanismo 2

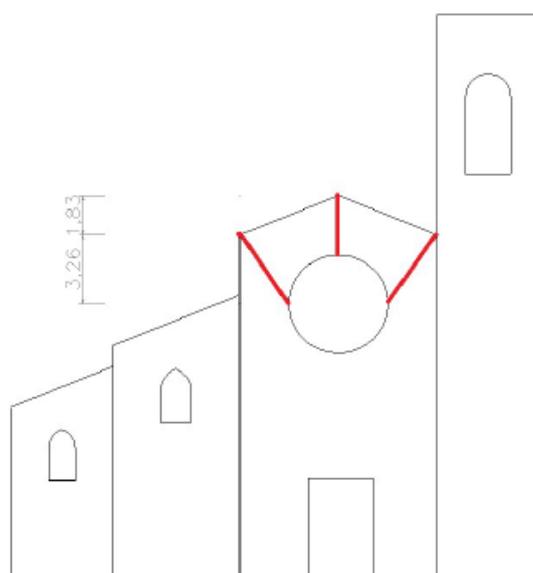


Figura 47. Rappresentazione grafica del meccanismo 3

Meccanismo 3	$\lambda$	Z [m]	$\Gamma$
Ribaltamento del timpano con formazione di cerniere oblique	0,05	16,54	0,64

Tabella 25. Calcolo indice vulnerabilità per il meccanismo 3

Considerando un buon ammortamento tra le pareti, gli indici di vulnerabilità sismica per i vari meccanismi aumentano. I risultati migliori vengono ottenuti nel caso dei meccanismi di ribaltamento globale fuori dal piano che presentano, adesso, indici abbondantemente superiori all'unità, contrariamente al caso trattato con l'ipotesi di cattivo ammortamento in cui erano tutti sotto l'unità.

Passando ai meccanismi parziali della facciata si può notare che per il meccanismo 1 si ha un incremento notevole dell'indice. Per gli altri due meccanismi non vi è dipendenza dalla qualità dell'ammortamento tra le pareti, mentre il secondo non preoccupa, il terzo presenta un indice abbastanza basso. Quindi bisognerà intervenire sulla facciata per cercare di ridurre la vulnerabilità di tale meccanismo.

Si ricorda che gli indici calcolati in questo paragrafo sono ottenuti assumendo un buon ammortamento tra le pareti, ma tale ipotesi, in realtà, dovrebbe essere confermata da un'ispezione invasiva in più punti della Collegiata, che non è stato possibile svolgere per questo lavoro di tesi.

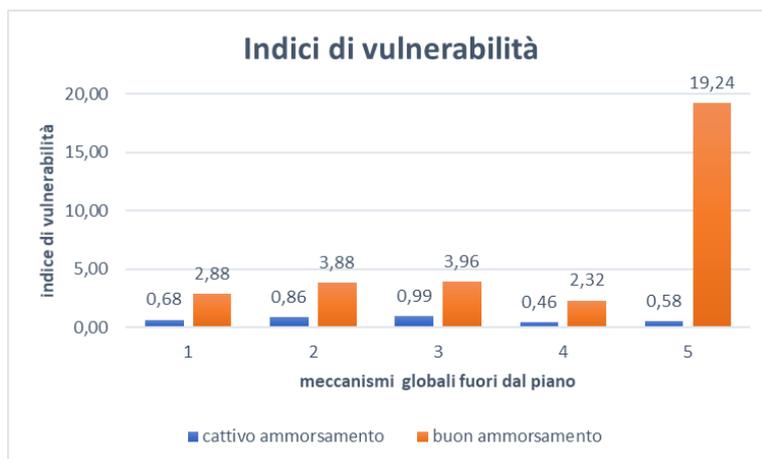


Figura 48. Confronto tra gl'indici di vulnerabilità

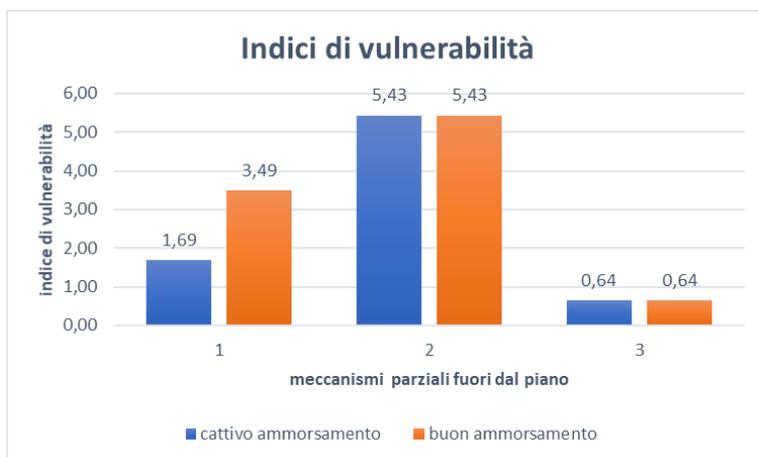


Figura 49. Confronto tra gl'indici di vulnerabilità

## 13. Conclusioni

L'obiettivo dell'elaborato di tesi è stato quello d'introdurre degli interventi di miglioramento alla struttura della Collegiata, partendo dal rilievo del costruito, con lo scopo di ottenere una migliore risposta nei confronti dei carichi sismici.

Dal rilievo del degrado è emerso che lo stato in cui si trovano i solai del campanile è poco confortante. Il difetto che accomuna tutte le travi degli impalcati è la presenza di fessurazione da ritiro, dovuta probabilmente all'eccessiva facilità con cui le acque piovane riescono ad accedere alla torre campanaria, e in minor misura è stata riscontrata la presenza di difetti dovuti ad attacchi da funghi e insetti. Dal punto di vista statico, occorre sottolineare la presenza di una discontinuità lungo l'asse longitudinale della trave secondaria numero 3 nel solaio P0 e lungo l'asse della trave secondaria numero 4 nel solaio P1, nonché l'assenza di buon ammorsamento delle testate delle travi con la muratura perimetrale.

Dall'attività di rilievo svolta sul campanile è emersa, inoltre, la presenza di una lesione tra il campanile e il corpo principale della chiesa, la quale può essere considerata come un giunto costruttivo tra le due strutture singole per la mancanza di continuità della tessitura dei blocchi in muratura a ridosso della lesione. Introducendo il giunto all'interno del modello FEM si è visto come tale discontinuità influisce in modo negativo sul comportamento dinamico del campanile, ma non potendo svolgere delle analisi più dettagliate sulla profondità della suddetta discontinuità strutturale si è deciso di proseguire il resto dello studio trascurando la presenza di tale particolare.

I risultati delle verifiche statiche secondo l'Eurocodice 6 mostrano che grazie all'elevato spessore dei macroelementi e dei pilastri esse risultano essere tutte soddisfatte.

La stima dell'indice di vulnerabilità nella configurazione attuale dell'opera ha messo in luce come i meccanismi globali fuori dal piano e i meccanismi locali della facciata presentano degli indicatori di rischio sismico al di sotto dell'unità, il quale è un aspetto tipico delle strutture a pianta basilicare.

Passando agli interventi di miglioramento si è visto come la soluzione più conveniente per i solai del campanile è quella dei controventi di piano in acciaio, i quali garantiscano una riduzione maggiore degli spostamenti in testa al campanile, maggiore facilità di montaggio e minori costi rispetto all'introduzione dei pannelli in XLAM, i quali assicurano comunque la formazione di piani rigidi lungo l'altezza della torre.

Per gli interventi in copertura bisogna fare un discorso diverso. Dalle analisi del modello FEM della copertura e di quello della Collegiata sono emersi risultati contrastanti, infatti per la prima gli effetti migliori sono garantiti dalla pannellatura intradossale in XLAM invece per la seconda dalla controventatura in acciaio sul piano di falda della copertura. Visto che l'obiettivo di questo lavoro di tesi era quello di migliorare il comportamento della struttura in muratura la soluzione ritenuta più consona è quella della controventatura in acciaio della copertura.

L'ultimo intervento proposto è consistito nell'introduzione di un cordolo sommitale in acciaio, il quale garantisce una riduzione degli spostamenti in testa della Collegiata e garantisce una connessione ulteriore tra i macroelementi longitudinali e quelli trasversali favorendo un comportamento d'insieme della struttura.

Infine calcolando l'indice di vulnerabilità sismica nella configurazione post-intervento si è verificato l'incremento di quest'ultimo a seguito delle soluzioni di miglioramento adottate.

## Bibliografia

Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14.01.2008.

UNI 11138:2004 – *“Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Criteri per la valutazione preventiva, la progettazione e l'esecuzione di interventi”* (2004).

UNI 11119:2004 – *“Beni Culturali, Manufatti lignei, Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera “* (2004).

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 -*Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.*

Circolare MiBAC nr. 26 del 2 dicembre 2010, prot.10953 - *“Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)”*.

Eurocode 6, BS EN 1996-1-1 - *“Design of masonry structures. General rules for reinforced and unreinforced masonry structures”* (2005).

Eurocodice 8, UNI EN 1998-1 - *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”* (marzo 2005).

OPCM 3431 – *“Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”* (3 maggio 2005).

LLGG 2006 - *“Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)”*.

UNI EN 338 - *“Structural timber- strength classes”* (dicembre 2009).

UNI EN 1995-1-1, *“Progettazione delle strutture in legno”* (febbraio 2005).

CNR-DT 206/2007 - *“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno”* (7 ottobre 2008).

CNR-DT 212/2013 - *“Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti”* (14 maggio 2008).

Stefano Podestà, Sonia Parodi, Lorenzo Scandolo, Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università degli Studi di Genova - *“Valutazione della sicurezza sismica, linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”*.

Alessandra Gubana, Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università degli Studi di Udine - *“Interventi a secco per il rinforzo dei solai in legno”*.

Ivan Giongo, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica dell'Università di Trento - *“Metodi di rinforzo legno-legno per solai esistenti”*.

Lorenzo Jurina, Politecnico di Milano, DIS, Dip. Ingegneria Strutturale - *“I controventi nelle coperture lignee antiche: evoluzione storica e sviluppi recenti”*.

Lorenzo Jurina, Politecnico di Milano, DIS, Dip. Ingegneria Strutturale - *“L’uso dell’acciaio nel consolidamento delle capriate e dei solai in legno”*.

Silvia Conti, Politecnico di Torino - *“Edifici storici a pianta basilicare: analisi con modelli meccanici e valutazione degli effetti a lungo termine”* (2018).

Girolamo Avati, Politecnico di Torino - *“Vulnerabilità sismica di edifici monumentali e storici con particolare riferimento ad edifici di culto”* (2018).

## Ringraziamenti

Sono passati sette lunghi e intensi anni dal quel 21 settembre del 2011, il giorno in cui ho lasciato la mia famiglia e la mia terra per iniziare questo percorso di crescita, ed oggi giunto alla fine ci tengo a ringraziare le persone che durante questi anni mi sono state vicine.

Un ringraziamento speciale va ai *miei genitori*, il mio punto di riferimento, senza i quali tutto questo non sarebbe stato possibile. Grazie per avermi dato la possibilità di percorrere e concludere questo cammino sostenendomi sempre sia emotivamente che economicamente e lasciandomi libero di fare le mie scelte. Grazie per l'infinita pazienza e per aver creduto in me, soprattutto nei primi mesi al Politecnico, quando i risultati non arrivano. Mi avete dato la possibilità di diventare una persona migliore e ve ne sarò per sempre grato.

Grazie a *Paola* che, fra una toccata di capelli e l'altra, non mi ha fatto mancare l'affetto della famiglia a Torino e con la quale molte volte sono stato troppo duro per evitare che facesse gli stessi errori che io ho commesso nella mia esperienza universitaria. Ti voglio bene.

Grazie a *mia nonna Mimmina* per il suo affetto incondizionato che ha superato anche i 1500 km di distanza che ci separano. Grazie per avermi sostenuto durante questi anni. Grazie a *mia nonna Ciccina* che purtroppo mi ha lasciato durante questo percorso.

Grazie all' *Ing. Maserà* per la disponibilità e per avermi dato l'opportunità di svolgere un lavoro che difficilmente si riesce a vedere in ambito universitario nell'auspicio che mi possa essere d'aiuto per la mia futura carriera lavorativa.

Grazie ad *Angelo*, con il quale ho condiviso per intero questo percorso, per essere stato sempre un valido punto d'appoggio. Grazie ai miei coinquilini *Pietro (cugnis)*, *Stefano*, *Federico*, *Lorenzetto*, *Alberto*, *Sebastiàn*, *Naomi* e *Giovanni* per avermi fatto sentire parte di una grande famiglia e per aver allievato la nostalgia di casa.

Grazie agli "sciclitani a Torino", nello specifico *Pierpaolo*, *Fabrizio*, *Saro*, *Graziano*, *Riccardo*, *lo zio Memmo*, *Marco* e *Vincenzo*, per aver tagliato le distanze che ci separano dalla nostra città.

Un ringraziamento va alle fantastiche persone che ho conosciuto durante questi anni: *Annachiara*, *Yong*, *Alessio*, *Binno*, *Valeria*, *Giulia* e *mezza aula studio silenziosa con vecchio annesso*.

Grazie ai miei colleghi *Antonio*, *Gloria*, *Calò* e *Giovanni detto "il Messia"* con i quali ho condiviso gioie e sconfitte durante questi anni.

Grazie ai miei amici *Ciccio*, *Teseo*, *Andrea* e *Memmo* (che conosco ormai da vent'anni), è stato sempre un piacere ritrovarci sia Scicli che in giro per l'Italia.

Infine ringrazio *Martina*, la persona che mi è stata più vicina nell'ultimo anno. Grazie per avermi spronato sempre, da quando non riuscivo a passare l'ultimo esame fino alla conclusione della tesi, grazie per avermi trasmesso la tua forza, nonostante la distanza che ci separa, grazie per aver sopportato i miei innumerevoli lamenti, grazie per avermi rimproverato quando era necessario, grazie per aver gioito insieme a me per ogni singolo risultato positivo che ottenevo durante lo

svolgimento della tesi. Grazie immensamente di tutto, è anche merito tuo se oggi sono qui a festeggiare, sei speciale.

Grazie ad ognuno di voi