POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile (Strutture)

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi di vulnerabilità sismica della chiesa di San Giovanni in Avigliana

Relatori
Prof. Rosario Ceravolo
Ing. Davide Masera

Candidato
Cesare Rondolini

A.A 2017/2018

Indice

1. Introduzione 3

2. Analisi Storico-Critica 5

2.1 Facciata 11

2.2 Campanile 13

3. Conoscenza del manufatto 17

3.1 Livelli di conoscenza e fattore di confidenza 18

3.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali 20

4. Costruzioni in muratura 23

4.1 Scheda della muratura 24

5. Analisi dei meccanismi locali 29

5.1 Il comportamento sismico delle costruzioni storiche in muratura 29

5.1.1 Livello di valutazione 1 30

5.1.2 Livello di valutazione 2 30

5.1.3 Livello di valutazione 3 31

5.2 Modelli di valutazione semplificati 31

5.2.1 Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi 31

5.2.2 Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi. 44

5.3 Valutazione dei parametri geometrici 52

5.4 Ripartizione dell'azione sismica 60

5.5 Valutazione del moltiplicatore di collasso per i macroelementi 70

5.5.1 La facciata 71

5.5.1.1 Meccanismi di collasso nel piano 72

5.5.1.2 Meccanismi di collasso fuori dal piano 83

5.5.2 Le sezioni trasversali sulla navata 90

5.5.3 Le arcate longitudinali 93

5.5.4 Le facciate longitudinali perimetrali 95

6. Analisi globale 101

6.1 Analisi agli elementi finiti della chiesa 101

6.1.1 Costruzione del modello geometrico 101

6.1.2 Costruzione del modello numerico 114

6.2 Analisi dinamica lineare 121

6.3 Verifica delle pareti di muratura 131

6.3.1 Verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali 132

6.3.2 Verifica delle Pareti di muratura non armata soggette a carico di taglio 135

7. Conclusioni 139

Bibliografia 143

Appendice 1 145

Appendice 2 149

Appendice 3 153

1. Introduzione

La vulnerabilità sismica di un edificio può essere definita come un indicatore qualitativo e quantitativo del livello di danneggiamento subito dalla costruzione a seguito di una determinata azione sismica: quanto più un edificio risulta vulnerabile, tanto maggiori saranno le conseguenze di un terremoto sulla struttura. In Italia gran parte del patrimonio storico edilizio è costituito dalle costruzioni in muratura e particolare attenzione deve essere posta nei confronti di questi edifici poiché spesso sono stati costruiti senza criteri e dettagli in grado di mitigare l'azione sismica. In particolare le chiese sono soggette ad un maggior rischio in presenza di terremoti data la loro tipica configurazione caratterizzata da grandi aule e priva di orizzontamenti di collegamento intermedi. Pertanto molte di queste strutture necessitano di adeguamenti antisismici per due motivi: garantire la sicurezza e la salvaguardia della vita umana ed estendere la vita di tali costruzioni soprattutto di quelle di particolare rilevanza storica, artistica o architettonica. Tuttavia gli interventi sulle strutture in muratura esistenti si scontrano con delle difficoltà legate principalmente alla conoscenza delle reali caratteristiche meccaniche di un materiale eterogeneo e molto complesso come la muratura.

Lo scopo di questa tesi è quello di valutare la vulnerabilità sismica della chiesa di San Giovanni in Avigliana sia mediante metodologie di calcolo classiche che utilizzando un software di calcolo avanzato.

Nel Capitolo 2 viene affrontata la storia della chiesa in esame facendo riferimento al libro di Paolo Nesta "*La chiesa di San Giovanni di Avigliana*" cercando di capire, attraverso l'analisi di documenti storici, l'evoluzione della costruzione nelle singole parti. L'importanza assunta dalla chiesa di San Giovanni nel XIV secolo ha provocato un cambiamento edilizio radicale della struttura originaria, incrementando le dimensioni sia della torre campanaria che del corpo centrale dell'edificio con la realizzazione di nuovi altari e l'annessione dell'atrio. In particolare sono stati analizzati due elementi: la facciata e il campanile.

Nel terzo e nel quarto capitolo si è posta l'attenzione sul materiale: la muratura. In una prima fase (Capitolo 3) sono stati determinati i parametri meccanici dopo aver valutato il livello di conoscenza e il fattore di confidenza in base ad un'indagine visiva e alle informazioni a disposizione sulla costruzione.

Nel Capitolo 4 sono state redatte le schede della muratura per 2 zone diverse della chiesa: il campanile e la facciata perimetrale. Tali schede contengono informazioni sugli elementi costituenti la muratura e sulle caratteristiche globali dell'elemento murario. Lo schema seguito per compilare queste schede è quello suggerito dalla Dott.ssa Isabella Zamboni dell'Università Iuav di Venezia.

Nel quinto Capitolo sono stati analizzati i meccanismi locali, effettuando un confronto tra due metodi semplificati proposti dalle "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"* che hanno consentito di calcolare l'indice di sicurezza sismica I_S e il fattore di accelerazione f_a. Successivamente, dopo aver valutato i parametri geometrici della costruzione in modo tale da ottenere informazioni sul comportamento

strutturale per effetto di carichi verticali e delle azioni orizzontali ed aver analizzato le caratteristiche geometriche dei singoli macroelementi, sono stati calcolati i moltiplicatori di collasso per tutti i meccanismi nel piano e fuori dal piano mediante un approccio basato sulla geometria e sul peso dei vari elementi.

In conclusione, nell'ultimo capitolo, è stato analizzato il comportamento della chiesa mediante il software di calcolo Midas (Midas FX+ e Midas GEN) realizzando due modelli, un modello completo con le volte e un modello semplificato, in maniera tale da poter confrontare i risultati dell'analisi statica. Inoltre è stato valutato lo spettro elastico e quello di progetto per poter eseguire l'analisi modale ed effettuare delle considerazioni sui modi di vibrare. Infine sono state svolte le verifiche di resistenza della muratura secondo quanto prescritto dall'Eurocodice 6.

2. Analisi Storico-Critica

La chiesa di San Giovanni si erige nei pressi della centrale piazza Conte Rosso di Avigliana. Le fonti documentarie non citano mai, per l'intero XIII secolo, la chiesa di San Giovanni e solo a partire dal secolo successivo iniziano ad affiorare i primi riferimenti alla chiesa in questione e congiuntamente si assiste ad un significativo calo di informazioni relative ad un'altra chiesa di Avigliana, la chiesa di San Pietro. Questo fatto può essere letto come una delocalizzazione del centro del priorato e quindi una perdita di importanza della chiesa di San Pietro a favore del San Giovanni. Nel corso di circa un secolo e mezzo avviene uno scambio di ruoli: la chiesa di San Pietro diventa succursale locale e cimiteriale della chiesa di San Giovanni.

Come riportato nel libro di Paolo Nesta "La chiesa di San Giovanni di Avigliana", in un documento del 5 gennaio 1300 viene citata una cappella nel Borgo Nuovo intitolata a San Nicola ed è plausibile pensare che fu proprio la chiesetta di San Nicola la destinazione scelta dai canonici del Moncenisio quando decisero di indirizzare la centralità del priorato ad Avigliana per la gestione dell'intera Prevostura ed identificarla come sede principale.

Si può dunque immaginare come l'attuale chiesa di San Giovanni derivi da un'espansione delle modeste dimensioni della chiesa di San Nicola utilizzata inizialmente come supporto alla crescente domanda di ritualità quotidiana ma in seguito scelta come simbolo dell'incremento del potere spirituale e materiale della Prevostura del Moncenisio che lo aveva eletto a proprio luogo di culto principale.

Il precedente nucleo edilizio formato dalla chiesa e dalla casa del cappellano si affacciava sul lato est della piazzetta San Giovanni ma era in posizione più arretrata di adesso come indicato nel libro di Paolo Nesta. Ciò si può dedurre analizzando un documento del 3 novembre 1447 che rappresenta l'atto di cessione da parte del prevosto ad una famiglia di borghesi aviglianesi di una cappella collocata nella parte esterna all'attuale navata della chiesa e verso la piazza antistante. L'abitazione del cappellano si trovava verso nord mentre verso sud la facciata della chiesa aderiva ad una torre a base quadrata che in seguito costituirà le fondamenta dell'attuale torre campanaria.

La posizione della torre rivestiva un importante ruolo difensivo dato dalla sua collocazione. Infatti al lato meridionale della piazzetta si apre, oggi come all'epoca, la porta coperta verso Borgo Paglierino e San Pietro mentre a est si trovava un'altra porta di controllo sull'attuale via Umberto I verso il piano e le colline rivolesi. Con lo sviluppo edilizio del borgo oltre le mura e verso il Borgo Paglierino, la torre aveva perduto la funzione di vigilanza perimetrale.

Il programma edilizio di ampliamento della chiesa di San Nicola era un evento insolito per l'epoca considerato le vaste proporzioni dell'intervento e fungerà da esempio per l'edilizia ecclesiastica della zona come si può intuire dalla riedificazione, avvenuta mezzo secolo dopo, della chiesa degli Umiliati sempre di Avigliana.

L'intervento prevedeva la realizzazione di una nuova costruzione partendo dall'area absidale con un profondo presbiterio e una navata con quattro campate concepite per ospitare altrettanti altari su ciascun lato e predisposte per contenere cappelle funebri private attraverso lo sfondamento della parete perimetrale. Il programma di ampliamento era stato infatti pensato affinché l'organismo portante potesse essere modificato e ampliato a richiesta lungo le pareti laterali.

Le prime trasformazioni significative degli spazi laterali delle navate e l'introduzione di elementi di variazione avvennero tra il XIV e il XV secolo. Queste trasformazioni riguardarono tre nuove cappelle: la Gloriosa Vergine nel 1373, Santa Caterina tra 1375 e 1377 e San Michele nel 1396. Tuttavia solo la Cappella di Santa Caterina nelle vicinanze del presbiterio ebbe una trasformazione tale da modificare lo spazio interno della navata e creare un'area assimilabile ad una sorta di transetto.

Nel 1447, o probabilmente qualche anno prima, il collegio canonicale ordinò l'allungamento della chiesa verso ovest, aggiungendo due campate, coperte con volte a crociera, e quindi quattro altari. Ciò fu dovuto all'incremento di domanda da parte delle famiglie emergenti del Borgo Nuovo le quali pretesero nuovi spazi di culto. L'incremento delle dimensioni comportò l'innalzamento di una nuova facciata e il completo inglobamento della torre campanaria nel corpo di fabbrica. Furono quindi aggiunti due nuovi pilastri ed un nuovo muro di tamponamento che costeggiava la chiesa lungo il lato settentrionale.

Come riportato nel libro di Paolo Nesta, in un documento del XV secolo pertinente alla cappella di San Paolo viene indicato che sia la parete di fondo che i pilastri che la contengono fossero in quel momento di nuova costruzione e che quindi fino a quell'epoca l'ingresso della chiesa fosse più arretrato e probabilmente coincidente con quello attuale, cioè la parete divisoria tra atrio e navata.

Tra il XIV e XV secolo ci fu un incremento notevole di cappelle funebri familiari ma già alla fine del 500' restarono solo cinque spazi di culto privati all'interno della chiesa.

Analizzando la navata possiamo rintracciare la struttura gotica delle prime quattro campate rimodellate dall'intervento barocco, mentre la copertura della restante parte della navata e dell'area presbiteriale venne realizzata con una volta a unghiatura ad arco ribassato come mostrato in Figura 2.1.

Figura 2.1- Fotografia delle volte di copertura della chiesa di San Giovanni (settembre 2018)

La parete longitudinale meridionale, riportata in Figura 2.2, che segue il vicolo di accesso alla casa parrocchiale e nella quale si affaccia il campanile, fornisce interessanti spunti di riflessione. Si nota una fascia intonacata inferiore dove sono presenti due monofore in cotto tamponate ed è possibile ritenere che questa parte di muro facesse parte della chiesa di San Nicola dato che la parte superiore è evidente sia stata aggiunta in seguito.

Figura 2.2- Fotografia della facciata meridionale della chiesa di San Giovanni (settembre 2018)

Figura 2.3- Fotografia di una delle due monofore tamponate presenti nella facciata meridionale della chiesa di San Giovanni (settembre 2018)

Proseguendo verso la casa parrocchiale si può notare un leggero cambio di orientamento di qualche grado verso nord a partire dalla cappella del Rosario.

Di seguito viene riportata la pianta della chiesa tratta dal sempre dal libro "La chiesa di San Giovanni di Avigliana" di Paolo Nesta.

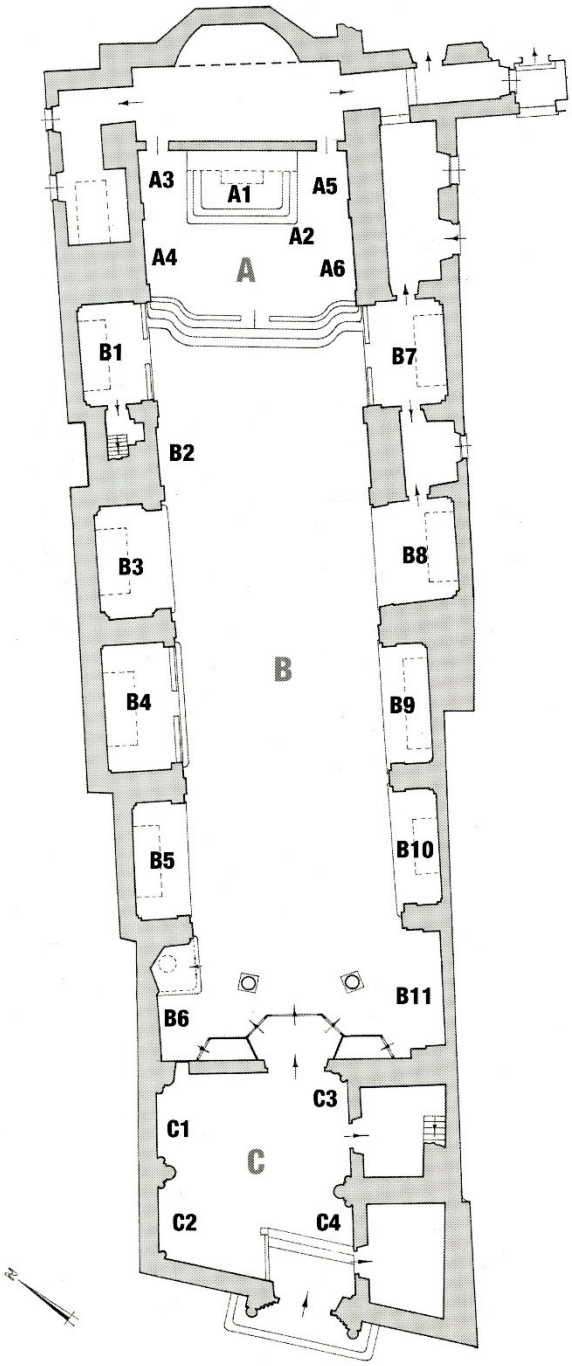

Figura 2.4- Estratto dal libro "La chiesa di San Giovanni di Avigliana" di Paolo Nesta, (pp.62), pianta della chiesa

Con la lettera “A” è indicato il presbiterio, con la “B” la navata e con la “C” l’attuale atrio. Nelle seguenti tabelle (2.1A, 2.1B e 2.1C) è raccolto il percorso subito fino ad oggi dagli spazi devozionali all’interno della chiesa fornito sempre da Paolo Nesta nel suo libro.

Tabella 2.1.A – Estratto dal libro “La chiesa di San Giovanni di Avigliana” di Paolo Nesta, (pp.63-64), ricostruzione sintetica della distribuzione degli altari nel presbiterio

A - Presbiterio	
A1 - Altare maggiore 1452 c. - Dalphinoli Macellius de Mediolano (i suoi eredi) “pro tabula magni altaris” **1584 - “Icona satis pulchra licet antiqua satis et vetusta” - patroni de Boninis e compagnia Corpus Christi** 1595 - “Pulchra icona” 1673 - “Iconam veterem” raffigurante: BMV e i santi Gio. Battista, Andrea, Francesco, Sebastiano, “ornamento veteri circumdatam” 1731 - “Lateritium Bene instructum” 1753 - “More romano” - compagnia del SS.mo Sacramento 1777 - “Grandis icon” nel coro 1845 - società dello Spirito santo (Corpus Christi)[A]	
A3 Pre 1372 - san Bartolomeo? - Falconeri-Aranzono; 1372 - impegno di Megliorettto Falconeri “ad pintandam dictam capellam” Pre 1439 - san Bartolomeo ? - de Casasco? 1453 - Bartolomeo e Andrea Balbi “pro capella sancti **Bartholomei**” **1584 - san Bartolomeo - de Balbis (statua)** 1595 - non esiste più	**A5** 1) pre 1423 - **san Tommaso** - Tommaso de Folonia 2) pre 1441 - il collegio canonicale cede l’altare in quell’anno a Filippo di Monferrato **1584 - san Tommaso martire (Tommaso Becket) - spoglio;** 1595 - non esiste più [C] 1617 - Matteo Monferrato - tomba di famiglia
A2 - 1584 fonte battesimale (nella “Capella maior”, a destra)	
A4 Pre 1439 - **sant’Antonio** - nel 1439 la cappella viene concessa ad Aimone Borgesio, quindi è preesistente 1450 c. - altare di s. Antonio, Aimone Borgesio (è debitore per la dotazione della cappella) **1584 - sant'Antonio - spoglio** 1595 - non esiste più [B]	**A6** Pre 1382 - **Annunziata** Pre 1396 - Annunziata - Maccagno - potrebbe essere la stessa cappella, per cui i Maccagno ne sarebbero stati titolari fin da prima del 1382; ceduta ad Antonio Peracchio nel 1457; nel 1468 ne è titolare Ainardo Peracchio **1584 - Vergine del Consorzio degli Angeli - Francesco Ricci; “icona pulchra cum sua cortina”** 1595 - “Consortio angelorum decenter ornatum est ecclesiae” - nel 1595 è elencato prima della cappella di Santa Caterina, quindi nel presbiterio 1673 - non esiste più [E]

Tabella 2.1.B – Estratto dal libro “La chiesa di San Giovanni di Avigliana” di Paolo Nesta, (pp.64-66), ricostruzione sintetica della distribuzione degli altari nella navata

B - Navata	
B1 1396 - **san Michele** - Gay - de Gorzano 1436. 10. 11 - sentenza contro il prevosto a favore di Micheletto Forneri, su sua istanza, relativa a beni, legati da Micheletto Gay, da convertirsi in opere pie; forse riferibili alla cappella Post 1436 e pre 1439 - san Michele? - de Dui? 1525-30 - il titolo è trasferito al secondo altare a destra 1525-30 - **santi Crispino e Crispiniano** - sodalizio dei “cerdones” (in concomitanza con la data della pala d’altare) **1584 - santi Crispino e Crispiniano - sodalizio dei “cerdones”, “icona satis pulchra”** 1662/9 - **san Giuseppe** - Tana-Provana 1673 - Elena Lomellina vedova del marchese Ludovico Provana 1731 - il marchese di Avigliana 1753 - marchese Tana 1777 - marchese Arduino Tana di Santena 1845 - marchese Natta post 1860 - **Sacro Cuore** 1943 - (lavori di restauro - Dassano)	**B7** 1375/77 - **santa Caterina** - Testa **1584 - santa Caterina - Testa, “icona pulchra”** 1595 - santa Caterina - Testa 1673 - santa Caterina - Vignola, “icona antiqua pulchra” 1675 - altare del **Suffragio** - compagnia del Suffragio - la cappella di Santa Caterina è spostata al quarto altare a destra 1731 - altare del Suffragio, fino ad oggi

B2 - Pulpito

B3

(Cappella a ridosso del pulpito)

Pre 1362 - **sant'Eustachio** - de Becherii

1424. 12. 4. - è nominata la casa che Lorenzo Becherii aveva concesso a Bartolomeo Pertusio, per il mantenimento della cappella di Sant'Eustachio; ad essa Giovanni Pertusio, figlio di Bartolomeo, in difficoltà, rinuncia a favore del rettore della cappella e al prevosto Jean Blanc

1450 - Mapheus Puti (notaio), per una messa all'altare di sant'Eustachio

1584 - sant'Eustachio (in posizione impropria, da demolire)

(Altra cappella, prossima alla precedente)

Pre 1374 - **san Nicola** - famiglia Balardi

1450 c. - debitori per il legato Balardi alla cappella di San Nicola; 1450 c., Bertinus Balardi per una messa nella cappella dei Balardi

1527 c. - la cappella, "fundate et fere constructe" viene restaurata? - ne è patrono Filippone Balardi

1584 - san Nicola - di patronato della comunità

1595 - san Nicola - Giacomo Saltasolis

1612 - san Nicola - testamento di Giacomo Saltasolis - sua sepoltura presso la cappella

1628 - **sant'Anna** - testamento di Claudio Careno: lascito per dotazione e sua sepoltura nella cappella; pre 1673 - sant'Anna, spoglio

inizio (?) XVIII secolo - **Spirito Santo** - congregazione dei sacerdoti; statuti 26. 4. 1703; bolla di erezione apostolica 28. 7. 1707

1731 - Spirito Santo, fino ad oggi

B8

1373 - **Gloriosa Vergine** - Humbert Bonivard;

1452 e pre 1462 - **BM de Sperancia** - BM de leantia - Theobaldo de Poypis; in alternativa con l'altare di Santa Maria "del scuro" (1584)

1525-30 - **san Michele** - de Felisiis; l'icona lignea viene realizzata in occasione del trasferimento dell'altare

1584 - san Michele - de Felisiis; "icona que est lignaminibus nucis cum pluribus imaginibus desculptis"

1595 - non esiste più

post 1630 - altare del **Rosario**; l'icona vi è trasferita, insieme alla compagnia, dalla chiesa già della Trinità

1673 - altare del Rosario; fino ad oggi

B4

1451, **santo Stefano** - Remigio Calvi

1584 - santo Stefano - canonici

1595 - non esiste più

1673 - **Assunta**, spoglio

1731 - non è citato

1753 - non è citato

1819-20 - Assunta (Beato Cherubino), lavori all'altare

1863 - 1865 - causa di beatificazione di Cherubino Testa - nuovo altare

1891 - nuovo altare - icona Reffo

1943 - (lavori di restauro - Dassano)

B9

1452 e pre 1462 - **BM de Sperancia** - BM de leantia - Theobaldo de Poypis; in alternativa con l'altare di san Michele (1584) - cfr. B8

1584 - Santa Maria "del scuro", spoglio

1662 -9 c. - **santi Crispino e Crispiniano**, sodalizio dei "cerdones"; (cfr. altare di san Giuseppe - cfr. B1)

1673 - santi Crispino e Crispiniano, sodalizio dei "cerdones" - "icona pulchra et antiqua" - fino ad oggi [E]

B5

Fine XV secolo - **san Sisto?** Cfr. 1868

1584 - sant'Apollonia, spoglio

1595, non esiste più

1621 - "ora di **S. Carlo**"

post 1630 - **san Carlo** - famiglia Carreri, dalla chiesa della Trinità?

pre 1673 - san Carlo, spoglio

1731 - san Carlo, di per sé interdetto

1750 - san Carlo - posseduta e dotata da Giuseppe Carré

1753 - san Carlo - Giuseppe Carrero

1777 - San Carlo - Mattia Gianombello - "decenti icone"

1845 - san Carlo Borromeo - famiglia Gianonbello

1845 - san Carlo - (dalla "Relazione": nota in margine) 1/3 fam. Gianonbello, 2/3 eredi di Livio Michele

1860 c. - **san Luigi**

1868 - San Luigi ("anticamente di San Sisto")

1943 - cappella della Mercede (lavori di restauro - Dassano)

B10

1584 - ss. Pietro e Paolo, spoglio

pre 1673 e fino al 1675 - Compagnia del **Suffragio**; icona

1675 - **Santa Caterina** - Tommaso Vignola

1731 - Santa Caterina - "dominam de Michelis"

1750 - Santa Caterina - famiglia estinta

1753 - Santa Caterina - già dei Vignola - de Michelis, spetta alla chiesa

1777 - **BMV de Mercede** - spetta alla chiesa (il titolo scompare già prima del 1819, per essere recuperato nel 1943, all'altare di fronte)

1819 - 1820 - lavori di restauro alla chiesa; forse a partire da questa data l'altare acquisisce l'icona di Sant'Orsola

1843 - cappella di **Sant'Orsola**

1844 - citata l'icona di Sant'Orsola

1845 - Sant'Orsola - compagnia di Sant'Orsola

1868 - Sant'Orsola - compagnia omonima - fino ad oggi

B6

1375 - 1390 c. - **santa Lucia** (?) - (affresco: *Santissima Trinità, santa Lucia* e altri santi)

1584 - santa Lucia, spoglio

1595 - non esiste più

pre 1673, (lo spazio è occupato dal **fonte battesimale**)

B11

1) pre 1423 - San Tommaso - Tommaso de Folonia

2) pre 1441 - 1441. 7. 12, il collegio canonicale cede l'altare di San Tommaso a Filippo di Monferrato

1584 s. Tommaso (apostolo), spoglio, da demolire

1595, non esiste più
(lo spazio è ora occupato da un bancone sovrastato dalla tabella dei confratelli del SS.mo Sacramento) [C]

1617 - Matteo Monferrato - tomba di famiglia

Tabella 2.1.C – Estratto dal libro "La chiesa di San Giovanni di Avigliana" di Paolo Nesta, (pp.66-67), ricostruzione sintetica della distribuzione degli altari nell'attuale atrio

C - Attuale atrio	
C1 1447 - **san Paolo** - f.lli Bernezzo 1447 "Polletus de Berneciis pro se et Evnardo [...] fundavit unam capellam sub vocabulo Sancti Pauli" ; Einardo e gli eredi di Paoletto sono debitori dal 1448 1584 - **Conversione di San Paolo - de Gaiis; "pulchra icona"** 1595 - san Paolo, Lorenzo de Gaiis 1673 - non esiste più	**C3** 1450 c. - (affresco: *San Cristoforo, Madonna in trono col Bambino, San Giovanni Battista, Sant'Antonio abate*) 1584 - **santa Margherita, spoglio** 1595 - non esiste più [D]
C2 1450-1452 **san Bernardino** (in alto, affresco: *San Bernardino da Siena, santa Maria Maddalena, Madonna in trono col Bambino, Santa Caterina d'Alessandria*) 1452 cappella dei **santi Francesco e Bernardino**, concessa a Meglorono Bechi 1450 c. - sant'Agata (in basso, affresco: *Martirio di Sant'Agata*) 1584 **sant'Agata, spoglio - da trasferirvi il fonte battesimale** 1595 non esiste più	**C4** 1450 c. - (in alto, affresco: *Visitazione e Sant'Anna*) 1446 - "**Beate Marie**" - i canonici iniziano a celebrarvi 1451 - Il prevosto fa il conto con Meglorono Bechi a nome di Antonio Campagnini e Ugonetto de Folonia per il fitto da loro dovuto della cappella "Beate Marie" [E] 1490 circa - (affresco: *San Martino* (?)) 1584 - **Gloriosa Vergine, spoglio** 1595 - non esiste più [F]

Appaiono subito evidenti le continue trasformazioni subite delle varie cappelle della navata che tuttavia non hanno modificato l'impianto architettonico costituito sempre dalle cinque navate più le due dell'atrio. Alla fine del XV secolo ci fu un incremento notevole di altari, anche più di uno per ogni cappella tanto che, come riportato dalla visita apostolica di mons. Peruzzi, vescovo di Sarsina (1584) "*[...] Il visitatore ordina che di tutti gli altari citati ne siano conservati soltanto cinque, opportunamente ornati e accolti ciascuno in una cappella restaurata e fornita di finestre e di balaustrata ben tornita, secondo i decreti generali".* Tuttavia il problema non era tanto legato al numero di altari presente quanto alla carenza di patroni e di risorse necessarie al loro sostentamento culturale.

2.1 Facciata

La facciata della chiesa di San Giovanni in Avigliana è visibile dalla Piazzetta S. Giovanni e può essere datata intorno alla metà del XV secolo. Possiamo spingerci fino a tale affermazione per due motivi:

- Il primo è indicato in un documento del XV secolo nel quale viene indicata la concessione ai fratelli Bernezzo nel 1447 dell'altare di San Paolo (attuale atrio). In esso potevano essere celebrate le funzioni religiose e dunque lo spazio che oggi è rappresentato dall'atrio doveva essere concluso e delimitato verso la piazza per quell'anno;
- Il secondo giunge dall'analisi stilistica: la realizzazione del portale in cotto (il rifacimento in arenaria risale al 1895), i capitelli scolpiti ai suoi lati, la presenza della sottile ghimberga poco sporgente rispetto al restante piano della facciata sono tutte caratteristiche riconducibili a quell'epoca.

Figura 2.5- Fotografia della facciata della chiesa di San Giovanni (settembre 2018)

Altri particolari che riscontriamo nella facciata sono le decorazioni architettoniche che racchiudono il rosone centrale e l'importante fascia decorativa del sottotetto. Il portale lapideo gotico è sormontato da una lunetta affrescata con la Vergine in trono col Bambino opera di Enrico Reffo del 1895, anno dei restauri della facciata

Oltre al rosone e al portale d'ingresso sono presenti altre quattro aperture: a sinistra un'alta monofora in cotto che illumina le prime due campate; a destra tre finestre che vanno ad illuminare i tre locali sovrapposti contigui alla torre campanaria. La separazione tra l'atrio (a sinistra) e i tre locali sovrapposti (a destra) è nascosta dalla finitura unitaria del piano della facciata.

Una caratteristica particolare della facciata è che essa risulta essere più alta del tetto retrostante conferendogli quindi un maggior slancio in elevazione e possiede una copertura autonoma a due spioventi.

Figura 2.6- Fotografia della facciata della chiesa di San Giovanni, si può notare la differente altezza della facciata rispetto alla parte retrostante (settembre 2018)

2.2 Campanile

Il campanile della chiesa di San Giovanni è inglobato per tre dei quattro lati nel complesso edilizio. Solamente un lato si manifesta sulla facciata esterna meridionale ma esso presenta una spessa intonacatura. Risulta necessario, ai fini di stabilire l'evoluzione della costruzione della torre campanaria, andare ad analizzare l'interno.

A piano terra appaiono subito evidenti delle ampie porzioni d'imposta di una volta a botte a tutto sesto con andamento troncato est-ovest sfondata al centro la cui sommità si può stimare fosse ad altezza uomo. Da questo particolare si può intuire come il livello attuale del suolo, e quindi dell'atrio della chiesa, nasconda un ambiente ora interrato.

Figura 2.7- Fotografia del campanile della chiesa San Giovanni (settembre 2018)

Figura 2.8- Fotografia della volta a botte troncata, evidenziata con linee rosse, presente al piano terra del campanile. A sinistra è presente la porta di accesso al campanile stesso (settembre 2018)

La parete di ingresso, a nord, che presenta una porta d'accesso diversa da quella originaria, è rivestita da un intonaco antico e meglio conservato rispetto a quello delle altre tre pareti. Nella parete est è presente un'apertura a monofora corrispondente ad una finestra tamponata (come vedremo in seguito essere presente in maniera praticamente identica al piano superiore). La facciata meridionale presenta l'unica finestra mantenuta aperta verso l'esterno nella parte inferiore del campanile: una finestra rettangolare collocata nella parte alta del piano terra e che ricompare in prossimità del tavolato di calpestio del piano superiore (esiste in realtà un'altra apertura a feritoia al primo piano della stessa facciata realizzata successivamente come si può intuire dal contorno intonacato diverso da quello più antico). Infine nella parete ovest è collocata una porta attraverso la quale, tramite uno stretto vano di scale, si accede al primo piano del campanile.

Al primo piano troviamo un pavimento in tavolato sorretto in parte dai monconi di volta sottostanti. Nella parte alta di questo livello sono collocate delle bifore tamponate in tre delle quattro facce. Solo nella parete est non compare una bifora ma, come precedentemente anticipato, si può notare la presenza di una finestra centinata murata. La differenza tra bifore e monofora può far pensare ad una realizzazione successiva e dovuta probabilmente alla conversione d'uso dell'edificio da torre a campanile.

Figura 2.9- Fotografia di una delle bifore tamponate presenti al primo piano della torre campanaria (settembre 2018)

Al piano superiore si conserva la presenza di un sistema di bifore utilizzate inizialmente come fonte di luce per la torre campanaria e successivamente tamponate forse per consolidare la struttura portante. Tramite una porta posta sul lato est è possibile accedere al sottotetto della navata della chiesa.

Nel terzo piano sono presenti 2 sistemi di trifore (lati nord e sud) e 2 di bifore (lati est e ovest). Tuttavia tutte le finestre risultano tamponate ad eccezione della trifora della faccia sud che conserva aperte due finestre: quella a sinistra e quella centrale. La tamponatura delle bifore e delle trifore, e quindi il mancato utilizzo di queste fonti di illuminazione, può essere collocata in corrispondenza del prolungamento della chiesa e dunque intorno alla metà del XV secolo. Le trifore e le bifore sono delimitate esternamente da un grande arco acuto inscritto in una

specchiatura rettangolare che presenta nel lato superiore un motivo ad archetti pensili a sesto acuto.

Al quarto piano è presente la cella campanaria e tutte le aperture (bifore e trifore) risultano libere. Sopra una fascia marcapiano composta da una serie di tre modanature lineari di cotto ha inizio la piramide quadrata della cuspide la quale presenta in tutte le facce, ad eccezione di quella ad est, una edicola pentagonale aggettante in cotto dove è inscritto il quadrante dell'orologio.

Figura 2.10- Fotografia della parte superiore del campanile, facce sud ed est (settembre 2018)

3. Conoscenza del manufatto

Lo scopo di questo capitolo è quello di andare a definire i parametri meccanici dei materiali che saranno poi utilizzati per effettuare le analisi dell'edificio.

Nel capitolo 4 delle "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"* viene riportato il precorso da seguire al fine di identificare la costruzione per poter poi andare a definire un livello di conoscenza e un fattore di confidenza necessari per valutare i parametri meccanici dei materiali.
Il percorso indicato nelle linee guida può essere suddiviso nelle seguenti attività:

- Identificare la costruzione, è la prima fase della conoscenza e consiste nel valutare il rapporto dell'edificio con il contesto urbano circostante, la presenza di elementi di pregio dove realizzare eventualmente interventi di rinforzo ed individuare possibili zone di sacrificio dove eseguire indagini distruttive;

- Rilievo geometrico completo della costruzione, individuando le caratteristiche plano-altimetriche di tutti gli elementi in muratura e valutando il quadro fessurativo, cercando di individuare le cause e le possibili evoluzioni andando a classificare le lesioni da un punto di vista geometrico (estensione ed ampiezza) oltre che cinematico (distacco, rotazione, scorrimento, spostamento fuori dal piano);

- Individuare il percorso di costruzione del manufatto e le modifiche subite nel tempo ponendo particolare attenzione alla realizzazione successiva delle varie porzioni dell'edificio per identificare le possibili zone di discontinuità del materiale;

- Individuare gli elementi costituenti l'organismo resistente ponendo particolare attenzione alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi e alle connessioni tra gli elementi;

- Identificare i materiali valutando sia il livello di degrado che le proprietà meccaniche partendo da un rilievo visivo fino ad arrivare all'uso sia di prove distruttive (come ad esempio l'uso del doppio martinetto piatto per determinare il modulo di elasticità normale e la resistenza a compressione) che non distruttive (soniche ed ultrasoniche);

- Conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, facendo riferimento alle variazioni nel tempo ed ai dissesti connessi utilizzando la documentazione disponibile abbinata a possibili controlli non distruttivi.

Risulta dunque fondamentale la conoscenza della costruzione storica in muratura sia per valutare la sicurezza sismica sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento. Rispetto ai comuni edifici esistenti, nel caso del patrimonio culturale appare più importante cercare di evitare l'esecuzione di campagne di indagini troppo invasive anche se queste possono fornire risultati molto utili ai fini dell'analisi.

3.1 Livelli di conoscenza e fattore di confidenza

Il primo passo per valutare le proprietà dei materiali consiste nell'associare alla costruzione un fattore di confidenza F_C che ha lo scopo di graduare l'attendibilità del modello di analisi.
Come riportato nella la Tabella C8A1.1 dell'Allegato alla Circolare del 2 febbraio 2009, sono disponibili 3 livelli di conoscenza in funzione del tipo di informazione disponibile.

Tabella 3.1- Estratto della Circolare del 2 febbraio 2009, n.617, Paragrafo C8A.1.A, Tabella C8A.1.1 (pp.393), sono indicati i livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e i corrispondenti valori dei fattori di confidenza

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Nel caso in esame si è adottato un Livello di Conoscenza LC1 poiché questo si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli

costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali. La geometria della struttura è nota a seguito di un rilievo effettuato con un distanziometro laser e i dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali hanno consentito la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

Come risulta dalla Tabella 3.1 il valore del fattore di confidenza corrispondente al livello LC1 è F_C=1,35.
Lo stesso valore del fattore di confidenza lo si ottiene applicando la formulazione proposta dalla Circolare del Ministero per i Beni e le Attività Culturali del 2 dicembre 2010 al Paragrafo 4.2.

$$F_C = 1 + \sum_{K=1}^{4} F_{CK} \tag{3.1}$$

I valori F_{CK} sono stati ricavati utilizzando la Tabella 4.1 della sopraccitata Circolare.

Tabella 3.2- Estratto della Circolare del 2 dicembre 2010, n.46, Paragrafo 4.2, Tabella 4.1 (pp.54), definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza

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 storiografiche); 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

In base alle informazioni a disposizione si è scelto di utilizzare i seguenti valori:

F_{C1}=0,05
F_{C2}=0,12
F_{C3}=0,12

F_{C4}=0,06

Quindi F_C = 0,05 + 0,12 + 0,12 + 0,06 = 1,35

3.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Come riportato nella Tabella 3.1, le proprietà dei materiali corrispondenti al livello di confidenza LC1 sono:

- per le Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione;
- per i Moduli Elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

Nella Tabella C8A.2.1 dalla Circolare MiBAC del 2 febbraio 2009, riportata in Tabella 3.3, sono forniti i valori di riferimento dei parametri dei materiali che possono essere adottati nelle analisi in funzione della tipologia di muratura.

Tabella 3.3- Estratto dall'Appendice della Circolare del 2 febbraio 2009, n.617, Paragrafo C8A.2, Tabella C8A.2.1 (pp.403), con i valori di riferimento massimo e minimi dei parametri meccanici e peso specifico

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

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

I valori riportati in Tabella 3.3 (relativamente alle prime sei tipologie), nel caso delle murature storiche, sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed assenza di ricorsi o listature che regolarizzino la tessitura. I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Quando invece la tessitura risulta irregolare (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata) i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti e al contempo devono essere invece amplificati se la muratura presenta caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione.

Le caratteristiche della muratura da valutare sono le seguenti:

- malta di buone caratteristiche;
- giunti sottili (< 10 mm);
- presenza di ricorsi (o listature);
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti;
- nucleo interno;
- consolidamento con iniezioni di miscele leganti;
- consolidamento con intonaco armato.

I coefficienti correttivi dei parametri meccanici da applicare nelle varie situazioni sono riportati nella Tabella 3.4 tratta dalla Circolare 2/2/2009, n.617.

Tabella 3.4 – Estratto dell'Appendice della Circolare del 2 febbraio 2009, n.617, Paragrafo C8A.2, TabellaC8A2.2 (pp.406), con i coefficienti correttivi dei parametri meccanici per malte buone; giunti sottili; ricorsi o listature; connessione trasversale; nucleo interno scadente e/o ampio; iniezione di miscele leganti; intonaco armato.

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 paramen-to 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).

Nel caso in esame si è deciso, a favore di sicurezza, di non incrementare i valori riportati in Tabella 3.3 poiché tramite un'analisi visiva la muratura non presenta caratteristiche tali da giustificare l'utilizzo di coefficienti amplificativi.

Nel caso della chiesa di San Giovanni possono essere individuati 2 differenti tipologie di murature: una muratura in pietrame disordinata visibile nella zona non intonacata della facciata perimetrale meridionale e una muratura in mattoni riconoscibile nella parte superiore del campanile.

Andremo quindi ad utilizzare in un caso i valori riferiti alla "muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)" assumendo i coefficienti correttivi tutti pari all'unità:

- f_m=100 N/cm^2;
- τ_0 =2,0 N/cm^2;
- E=870 N/mm^2;
- G=290 N/mm^2;
- w=19 kN/m^3.

Nell'altro caso, considerando una "muratura in mattoni pieni e malta di calce" e coefficienti correttivi sempre pari all'unità, si ottengono i seguenti valori:

- f_m=240 N/cm^2;
- τ_0 =6,0 N/cm^2;
- E=1500 N/mm^2;
- G=500 N/mm^2;
- w=18 kN/m^3.

4. Costruzioni in muratura

Nel precedente capitolo siamo andati a valutare i parametri meccanici della muratura facendo rifermento alla Tabella C8A.2.1 della Circolare del 2 febbraio 2009.
Lo scopo di questo capitolo è da una parte quello di indagare le caratteristiche della muratura in generale, dall'altra di formulare una scheda per la muratura seguendo quanto proposto dalla Dott.ssa Isabella Zamboni dell'Università Iuav di Venezia.

La muratura è un materiale composito ottenuto mediante l'unione di blocchi, lapidei o in laterizio, disposti in modo da ottenere una struttura avente una certa stabilità e talvolta connessi tramite un elemento legante come la malta. I blocchi possono essere collegati "a secco" o, nella maggior parte dei casi, con la presenza della malta: nel primo caso la stabilità è affidata all'equilibrio statico, mentre nel secondo caso è affidata alla malta che ha lo scopo di aumentare la coesione tra gli elementi.

Le caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti la muratura è estremamente diversa: la malta presenta un modulo elastico inferiore a quello del laterizio e manifesta una maggiore duttilità in fase di rottura mentre il blocco è caratterizzato da una rottura di tipo fragile. Tuttavia entrambi gli elementi manifestano una resistenza a compressione molto più elevata di quella a trazione.
Inoltre va considerato che i carichi sismici, che si manifestano prevalentemente come azioni orizzontali, possono indurre sull'edificio stati di sollecitazione (trazione) incompatibili con la capacità di resistenza del materiale. Per questo motivo è di particolare importanza effettuare analisi sismiche su questa tipologia di edifici.

Possiamo quindi andare ad individuare alcune caratteristiche della muratura:

- la disomogeneità di comportamento nei vari punti, dovuta alle diverse caratteristiche meccaniche degli elementi;
- l'anisotropia di comportamento nelle diverse direzioni, è dovuta alla disposizione degli elementi;
- lo spessore dei giunti, influisce sulla resistenza della muratura: all'aumentare dello spessore diminuisce la resistenza;
- l'asimmetria di comportamento a compressione e a trazione;
- la non linearità del legame sforzo – deformazione.

In Figura 4.1 è riportato il comportamento meccanico della muratura e si può notare, come precedentemente anticipato, il miglior comportamento a compressione rispetto a quello a trazione dei vari componenti.

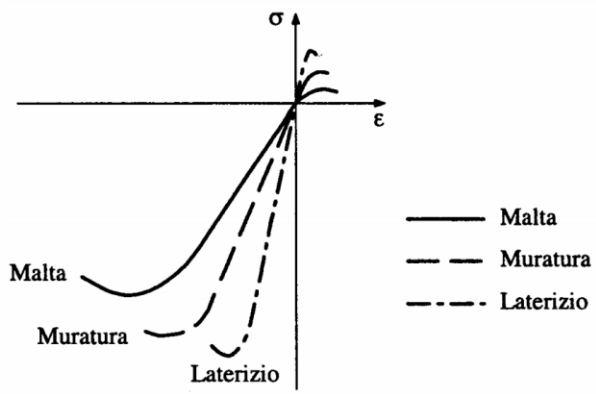

Figura 4.1 – Grafico tensione-deformazione del laterizio, della malta e della muratura

4.1 Scheda della muratura

La scheda proposta dalla Dott.ssa Isabella Zamboni prevede di andare a classificare la muratura seguendo più fasi: il blocco, i giunti, la tessitura, l'intonaco e la sezione.

Il primo elemento da considerare è il blocco che viene classificato in base alla lavorazione superficiale, al colore e alle caratteristiche geometriche.

Per quanto riguarda la lavorazione superficiale possiamo distinguere 3 tecniche diverse:

- a spacco, consiste nel ridurre l'elemento lapideo in una dimensione adatta alla posa in opera ed è eseguibile anche con un solo colpo di mazza;

- sbozzatura, consiste nella riduzione in forme e misure predeterminate con strumenti adatti come ad esempio un piccone dal manico corto per ottenere profili più omogenei e compatti.

- squadratura, simile alla sbozzatura ma permette di ottenere profili più precisi e lineari.

Il secondo elemento da indagare sono i giunti. Nella muratura, come precedentemente introdotto, l'elemento legante è rappresentato dalla malta che ha lo scopo proprio di aumentare la coesione tra i blocchi. La malta è un conglomerato costituito da più elementi:

- i leganti inorganici od organici detti "litoidi": derivano dalla cottura di rocce sedimentarie o metamorfiche, che, mescolato con acqua, danno origine a masse plastiche. Quando induriscono formano un composto compatto che resiste a sollecitazioni meccaniche e agenti atmosferici;

- gli aggregati: generalmente fini e con diversa granulometria, possono essere sabbia o pietra macinata;

- l'acqua;

- additivi organici e/o inorganici.

I giunti possono essere classificati anche in base alla finitura superficiale, come riportato in figura 4.2.

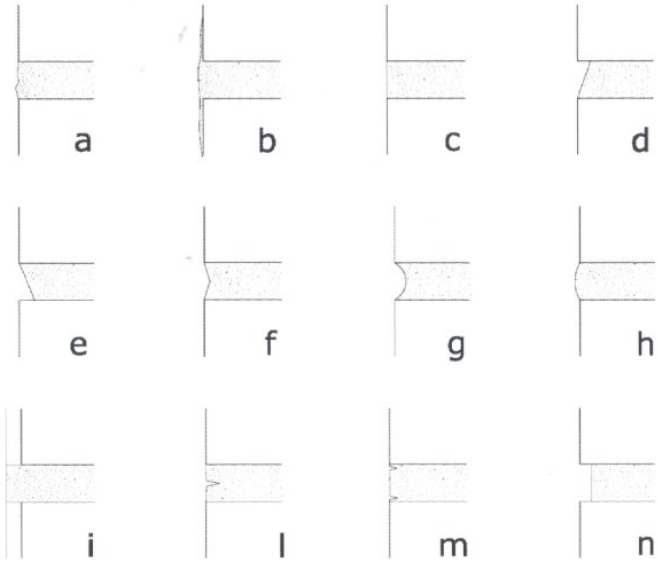

Figura 4.2- Estratto dalla Lezione 04/12/2013 della Dott.ssa Isabella Zamboni, Finiture dei giunti superficiali: a) non rifinita; b) trattata a raso; c) lisciata a filo; d) lisciata a scivolo con bordo superiore scoperto; e) lisciata a scivolo con bordo inferiore scoperto; f) lisciata a doppia inclinazione; g) concava; h) convessa; i) a nastro; l) stilata; m) a doppia stilatura; n) arretrata.

Un'altra caratteristica che ci interessa della muratura è la tessitura, cioè la disposizione degli elementi. Nel caso di tessitura irregolare la vulnerabilità nei confronti di azioni fuori dal piano è molto elevata e la resistenza per azioni nel piano è ridotta a causa dello scarso attrito tra i blocchi e la malta per una tessitura di scarsa qualità.

L'ultima caratteristica da valutare riguarda la sezione e si possono distinguere 3 diverse situazioni: piena, a semisacco e a sacco. La sezione a sacco è costituita da due paramenti distanziati tra loro e riempiti all'interno da un materiale come pietrisco ed altro materiale di lavorazione legati da malta. La distanza tra i due paramenti, e quindi lo spessore della muratura, determina il tipo di sezione: in caso di grande distanza parliamo di muratura a sacco mentre in caso di distanza più piccola parliamo di muratura a semisacco. La terza possibilità è quella di avere una muratura piena e quindi di assenza di spazio tra paramento interno e paramento esterno.

Nel nostro caso possiamo individuare due situazioni diverse come già visto nel capitolo precedente: da una parte abbiamo una muratura in pietrame visibile nella facciata perimetrale meridionale, mentre dall'altra, nella parte superiore del campanile, abbiamo una muratura in mattoni.

Di seguito viene riportata una fotografia della facciata meridionale della chiesa di San Giovanni e la scheda per questa parte di muratura.

Figura 4.3.A- Fotografia di una parte della facciata meridionale della chiesa di San Giovanni (settembre 2018)

	MATERIALI	CARATTERISTICHE	DIMENSIONI
BLOCCO	Lavorazione superficiale: ☒ nessuna ☐ a spacco ☐ sbozzatura ☐ squadratura		Blocco (hxb):
	Colore: rossastro/grigiastro		MIN.: 4 x 7 cm
	Forma: ☒ irregolare ☐ mediamente regolare ☐ regolare		MAX.: 8 x 15 cm
GIUNTI	Composizione malta:	Morfologia e finitura superficiale:	Spessore orizzontale:
	Malta di calce e sabbia polverulenta	☐ a filo ☐ rientrante ☐ rifluente ☐ degradata ☐ lisciato ☐ lisciato a scivolo ☐ stilato ☒ non rifinito	MIN.: 4 mm
		Colore: grigio	MAX.: 15 mm
		Inerti: di colore nero, dimensioni 10 mm circa	Spessore verticale:
			MIN.: 5 mm
		Consistenza impasto: ☐ decoesa ☐ molto friabile ☒ friabile ☐ tanace	MAX.: 25 mm
TESSITURA	☐ senza corsi ☐ a corsi sub-orizzontali ☒ a corsi sub-orizzontali paralleli ☐ a corsi orizzontali ☐ a ricorsi		
	☐ sfasamento dei giunti ☐ presenza di zeppe ☐ presenza di corsi di rimpianto		
INTONACO	non presente		
SEZIONE			Spessore totale:
	☐ piena ☐ semisacco ☒ sacco ☐ n.r.		0.6 m
	☐ presenza di elementi di punta ☐ pesenza di diatoni		Spessore del nucleo: n.r.
DESCRIZIONE	Muratura realizzata con blocchi di pietra sbozzata, ciottoli e laterizi, di dimensioni e forme diverse tra loro Tessitura muraria non regolare con presenza parziale di filari orizzontali e sfasamento verticale		

Figura 4.3.B- Scheda della muratura della facciata meridionale

Nella seguente figura è riportato invece la fotografia di una zona interna al campanile e la corrispondente scheda della muratura.

Figura 4.4.A- Fotografia della muratura superiore del campanile della chiesa di San Giovanni (settembre 2018)

	MATERIALI	CARATTERISTICHE	DIMENSIONI
BLOCCO	Lavorazione superficiale: ☐nessuna ☐a spacco ☐sbozzatura ☒squadratura		Blocco (hxb):
	Colore: Rosso mattone		MIN.: 4 x 20 cm
	Forma: ☐irregolare ☐mediamente regolare ☒regolare		MAX.: 5,5 x 25 cm
GIUNTI	Composizione malta:	Morfologia e finitura superficiale:	Spessore orizzontale:
	Malta di calce e sabbia polverulenta	☐a filo ☒rientrante ☐rifluente ☐degradata ☐lisciato ☐lisciato a scivolo ☐stilato ☐non rifinito	MIN.: 8 mm
		Colore: marrone chiaro	MAX.: 12 mm
		Inerti: di colore nero, dimensioni 5 mm circa	Spessore verticale:
			MIN.: 5 mm
		Consistenza impasto: ☐decoesa ☐molto friabile ☐friabile ☒tanace	MAX.: 20 mm
TESSITURA	☐senza corsi ☐a corsi sub-orizzontali ☐a corsi sub-orizzontali paralleli ☒a corsi orizzontali ☐a ricorsi		
	☒sfasamento dei giunti ☐presenza di zeppe ☐presenza di corsi di rimpianto		
INTONACO	non presente		
SEZIONE	☐piena ☐semisacco ☒sacco ☐n.r.		Spessore totale: 0.7 m
	☐presenza di elementi di punta ☐pesenza di diatoni		Spessore del nucleo: n.r.
DESCRIZIONE	Mattoni di argilla cotta, di forma regolare. La tessitura muraria risulta regolare, presentando filari orizzontali e sfasamento verticale dei giunti di malta.		

Figura 4.4.B- Scheda della muratura della parte superiore del campanile

5. Analisi dei meccanismi locali

5.1 Il comportamento sismico delle costruzioni storiche in muratura

Gli edifici storici monumentali sono stati progettati con un approccio basato sull'intuizione utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi ed osservando il comportamento di edifici già esistenti. Come riportato nelle "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"* questi edifici formano un insieme complesso di tipologie e tecniche costruttive che richiede un'analisi ricca di incertezze riguardo le proprietà dei materiali e le condizioni di vincolo.
Gli elementi di valutazione che possono essere utilizzati per analizzare la sicurezza di un edificio storico sono principalmente due:

- la conformità alle regole dell'arte cioè di criteri operativi e di proporzionamento geometrico sviluppati nel tempo;
- il "collaudo" della storia che viene documentato dalla costruzione stessa.

Questo secondo punto potrebbe risultare insufficiente poiché una costruzione, anche se antica, potrebbe non essere stata ancora colpita da un terremoto di intensità almeno pari a quella adottato dalle norme.

Per quanto riguarda gli edifici esistenti in muratura, l'analisi dei meccanismi sia locali che globali può essere effettuata ricorrendo a diversi metodi, in funzione della raffinatezza della modellazione e del grado di approssimazione dei risultati che si intende ottenere:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica modale;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica non lineare.

Ai fini della valutazione della sicurezza dell'edificio, le Linee Guida individuano tre diversi livelli di completezza:

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

Nelle NTC 2018 si distinguono:

- gli Stati Limite Ultimi, SLU;
- gli Stati Limite di Esercizio, SLE.

Gli SLU hanno due scopi: il primo è quello di salvaguardare la costruzione e il secondo è tutelare l'incolumità degli occupanti nel caso di terremoti rari e di forte intensità. Appartengono agli stati limite ultimi lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), e lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).
Dall'altra parte abbiamo gli SLE che invece hanno l'obiettivo di limitare i danni per terremoti meno intensi ma più frequenti e si dividono in Stato Limite di Operatività (SLO), e Stato Limite di Danno (SLD).

Per tutti i manufatti tutelati è richiesta la verifica rispetto allo SLV anche se la struttura non è soggetta ad uso; invece la valutazione rispetto allo SLD è richiesta per quelle strutture tutelate di cui si vuole garantire la funzionalità dopo un sisma.

In alcune situazioni può essere necessario andare ad indagare un altro stato limite: lo Stato Limite di danno ai beni Artistici: SLA. Questo particolare stato limite andrà indagato nel caso si voglia tutelare particolari opere d'arte, come ad esempio degli affreschi, e fare in modo che dopo un terremoto gli apparati decorativi, le superfici pittoriche e le parti di rilievo architettonico, nel caso in cui abbiano subito danni, possano essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.
La valutazione dello SLA dovrà essere svolta esclusivamente in quelle zone del manufatto dove sono presenti elementi di elevato valore artistico andando ad utilizzare dei modelli locali che rappresenteranno la zona di interesse.

5.1.1 Livello di valutazione 1

La verifica di sicurezza LV1 permette di valutare l'azione sismica allo SLV tramite dei metodi semplificati, gli unici applicabili su ampia scala in tempi relativamente brevi, che siano tuttavia in grado di stimare l'indice di sicurezza sismica. Tale indice è dato dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SLV, SLD o SLA) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$. L'indice di sicurezza riferito allo SLV risulta quindi:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \tag{5.1}$$

La funzione dell'indice di sicurezza definito in precedenza dipende dal livello di valutazione utilizzato. Nel caso dell'LV1 l'indice di sicurezza definisce una graduatoria di rischio utile per programmare interventi di manutenzione. Se $I_{S,SLV}$>1 il manufatto risulta idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento.
Oltre all'indice di sicurezza può essere stimato un fattore di accelerazione basato sul rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \tag{5.2}$$

Tale fattore permette di valutare eventuali carenze dal punto di vista della resistenza.
In alternativa i metodi semplificati LV1 possono fornire come risultato la vita nominale per la quale il manufatto presenta un indice di sicurezza uguale a 1.
Nel capitolo 5.4 delle Linee Guida sono proposti dei modelli meccanici semplificati suddivisi in base alle tipologie e alle configurazioni più diffuse.

5.1.2 Livello di valutazione 2

Il livello di valutazione 2 viene applicato nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione. In questi casi è possibile utilizzare modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi). Lo strumento in

genere più efficace ed agevole per tale valutazione è rappresentato dall'analisi cinematica, lineare o non lineare. I risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se non vengono considerati i diversi dettagli costruttivi che determinano il comportamento reale: presenza di catene, ammorsamento tra murature ortogonali, tessitura muraria ecc. Per ciascun macroelemento analizzato, il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo prima e dopo l'intervento sulla costruzione consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento ottenuto.

5.1.3 Livello di valutazione 3

In questo livello di valutazione la costruzione viene valutata nel suo complesso. Tuttavia per effettuare l'analisi della risposta sismica del manufatto può non essere necessario ricorrere ad un modello globale, ma si può scomporre la struttura in macroelementi ripartendo però l'azione sismica tra le diverse parti strutturali in funzione della loro rigidezza e dei collegamenti tra essi.

5.2 Modelli di valutazione semplificati

Come già affermato in precedenza, vengono proposti dei modelli meccanici semplificati per le verifiche da eseguire sul patrimonio culturale tutelato aventi lo scopo di effettuare una valutazione preventiva del rischio.

In questo paragrafo andremo ad applicare alla chiesa di San Giovanni due metodi semplificati diversi proposti dalle Linee Guida:

- *"Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi";*
- *"Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi".*

Lo scopo è quello di andare a calcolare, per entrambi i metodi, l'indice di sicurezza e il fattore di accelerazione ed effettuare un confronto dei risultati ottenuti.

5.2.1 Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi

Particolare attenzione deve essere posta nei confronti di queste tipologie poiché le chiese e i luoghi di culto vengono trattati su base statistica e non può essere analizzata l'intera varietà tipologica nella quale queste sono articolate.

Analizzando i danni subiti dalle chiese in occasione dei terremoti si è visto come il comportamento di queste costruzioni possa essere analizzato scomponendole in porzioni architettoniche che sono i macroelementi (facciata, aula, campanile, cupola ecc.) caratterizzate da una risposta fondamentalmente autonoma rispetto alla chiesa nel suo complesso. È dunque preferibile nella maggior parte dei casi procedere con verifiche locali riferite ai diversi macroelementi conducendo quindi un'analisi statica lineare o non lineare.

Per definire l'azione sismica bisogna riferirsi ad un periodo di riferimento V_R, con :

$$V_R = V_N \cdot C_U \tag{5.3}$$

Dove V_N è la vita nominale mentre C_U rappresenta il coefficiente d'uso.
La vita nominale di progetto di un'opera è il numero di anni nel quale è previsto che l'opera mantenga specifici livelli prestazionali o per la quale viene eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico. I valori minimi di V_N da adottare in funzione del tipo di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. delle «Norme tecniche per le costruzioni» del 17 gennaio 2018.

Tabella 5.1- Estratto da NTC 2018, Tabella 2.4.I, Valori minimi della Vita Nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

È utile precisare come, in riferimento ad un bene culturale, la vita nominale dovrebbe essere molto lunga, desiderando garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno. Tuttavia ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa o alla necessità di realizzare interventi molto invasivi.
Nel nostro caso andremo ad assumere V_N=50 anni.

Le costruzioni sono suddivise in 4 classi d'uso ed ad ognuna di esse viene associato un coefficiente d'uso C_U riportati nella Tab. 2.4.II. delle NTC del 17 gennaio 2018.

Tabella 5.2- Estratto da NTC 2018, Tabella 2.4.II, Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Nel caso in esame viene considerata la Classe d'uso III la cui definizione è riportata nel paragrafo §2.4.2 delle NTC 2018: "Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".
Risulta quindi:

Tabella 5.3- Tabella riassuntiva

Vita nominale V_N [anni]	50
Coefficiente d'uso C_U [-]	1,5
Vita di riferimento V_R [anni]	75

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

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1-P_{V_R})} \tag{5.4}$$

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

Tabella 5.4- Estratto da NTC 2018, Tabella 3.2.I, Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

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

dove:

- SLO è lo Stato Limite di Operatività: dopo un terremoto la struttura non deve subire danni ed interruzioni d'uso;
- SLD è lo Stato Limite di Danno: dopo un terremoto la struttura subisce danni ma questi non mettono a rischio gli utenti e non compromettono la resistenza e la rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali;
- SLV è lo Stato Limite di salvaguardia della Vita: dopo un terremoto la struttura subisce rotture e crolli dei componenti strutturali e non strutturali tali da provocare una perdita significativa della rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali;
- SLC è lo Stato Limite di prevenzione del Collasso: dopo un terremoto la struttura subisce gravi rotture dei componenti strutturali e non, conservando comunque un margine di sicurezza per le azioni verticali.

Per le verifiche nei confronti dello SLV si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da probabilità di eccedenza del 10% nel periodo V_R, mentre con riferimento allo SLD si potrà considerare una probabilità P_{VR} pari al 63%.

In tabella 5.5 sono riportati i valori del periodo di ritorno T_R per lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

Tabella 5.5- Risultati ottenuti per lo Stato Limite di Danno e per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita

Stato Limite	SLD	SLV
P_{VR} (%)	0,63	0,1
T_R (anni)	75	713

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

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 viene indicato che "...le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale ...":

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

Per la stima del valore dell'accelerazione di riferimento del sito a_g, le NTC hanno adottato i valori di pericolosità definiti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia per l'intero territorio nazionale su un reticolo di lato pari a circa 5 km.
In Tabella 5.6 sono riportati i valori di a_g, F_0 e T_C^* per il sito in esame con riferimento ai periodi di ritorno dello SLD e SLV.

Tabella 5.6- Risultati ottenuti per il comune di Avigliana

	SLD	SLV
T_R [anni]	75	713
a_g [g]	0,05	0,12
F_0 [-]	2,497	2,503
T_C^* [sec]	0,232	0,266

Altri parametri necessari per il calcolo dell'indice di sicurezza e il fattore di accelerazione sono: S che è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche e i_v che rappresenta l'indice di vulnerabilità, variabile tra 0 e 1, funzione del comportamento delle varie parti della chiesa.

Il coefficiente S vale:

$$S = S_S \cdot S_T \tag{5.5}$$

dove S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica definito nella tabella 3.2.IV delle NTC 2018.

Tabella 5.7- Estratto da NTC 2018, Tabella 3.2.IV, Espressioni di S_S e C_C

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

Invece S_T è il coefficiente di amplificazione topografica definito nella tabella 3.2.V delle NTC 2018.

Tabella 5.8- Estratto da NTC 2018, Tabella 3.2.V, Valori dei coefficienti di amplificazione topografica S_T

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

Nel caso della chiesa di San Giovanni in Avigliana siamo in presenza di una categoria topografica T2 (poiché l'inclinazione media è superiore al 15%) e per quanto riguarda la categoria di sottosuolo è stata considerata la classe C "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*".
In tabella 5.9 sono riportati i valori necessari per definire gli spettri di risposta elastici in accelerazione come previsto dalle NTC (DM 17 gennaio 2018).

Tabella 5.9- Valori ottenuti per i due stati limite considerati

	SLD	SLV
T_R [anni]	75	713
Categoria Suolo	C	C
Categoria Topografica	T2	T2
Ss [-]	1.5	1.5
Cc [-]	1.701	1.625
S_T [-]	1.2	1.2
S [-]	1.8	1.8
$a_g S$ [g]	0.09	0.22

Il metodo semplificato proposto dalle Linee Guida per il livello di valutazione LV1 si basa sulla definizione dell'indice di vulnerabilità i_v. Tale indice vale:

$$i_V = \frac{1}{6}\frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2} \tag{5.6}$$

Con questa formula si valuta il comportamento sismico dell'intero edificio rappresentato dall'indice di vulnerabilità, definito come media pesata del comportamento dei diversi macroelementi in cui si può caratterizzare la struttura della chiesa. Si è visto che ognuno di essi sotto l'azione sismica è potenzialmente soggetto ad un certo meccanismo di danno. I meccanismi individuati dalle Linee Guida sono 28, ma ovviamente vanno considerati solo i meccanismi connessi agli elementi presenti nella chiesa in esame.
Il k-esimo meccanismo viene caratterizzato con indicatori di vulnerabilità e presidi antisismici cui si associano dei punteggi v_{ki} (per le vulnerabilità) e v_{kp} (presidi antisismici) da 1 a 3 in funzione del grado di efficacia o di gravità. ρ_k è il peso attribuito al k-meccanismo e vale 0 per i meccanismi che non si sarebbero potuti attivare nella chiesa per la mancanza del macroelemento, mentre è compreso tra 0,5 e 1 negli altri casi (vale sempre 1 ad eccezione dei meccanismi 4 e 15 dove vale 0,5 e dei meccanismi 10, 11, 12, 18, 20, 22, 23, 24, 25 e 26 dove assume un valore compreso tra 0,5 e 1).
Nel nostro caso sono stati considerati 13 meccanismi andando a trascurare quelli legati a macroelementi assenti nella chiesa di San Giovanni come ad esempio il protiro-nartece, la cupola, la lanterna ecc.

Per determinare i valori di v_{ki} e v_{kp} da associare a ciascun meccanismo bisogna far riferimento alla Tabella 5.1 delle linee guida.

Tabella 5.10- Estratto dalle "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*", Tabella 5.1, Valutazione del punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo di danno

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

Il procedimento da seguire prevede di attribuire ad ogni meccanismo analizzato un giudizio da 1 a 3 per ognuna delle caratteristiche dei presidi antisismici e degli indicatori di vulnerabilità individuati dalle Linee Guida. In seguito tramite la Tabella 5.10 vengono valutati i punteggi di vulnerabilità per ogni meccanismo che sono necessari per calcolare l'indice di vulnerabilità i_v.

Nel nostro caso i meccanismi considerati, riportati in Figura 5.1.A e 5.1.B, sono i seguenti:

- Ribaltamento della facciata;
- Meccanismi nella sommità della facciata;
- Meccanismi nel piano della facciata;
- Risposta trasversale dell'aula;
- Meccanismi di taglio nelle pareti laterali (risposta longitudinale);
- Volte della navata centrale;
- Archi trionfali;
- Meccanismi di taglio nel presbiterio o nell'abside;
- Volte del presbiterio o dell'abside;
- Elementi di copertura: aula;
- Elementi di copertura: abside;
- Torre campanaria;
- Cella campanaria.

In Tabella 5.11.A, 5.11.B e 5.11.C si illustrano i valori scelti per i presidi antisismici e per gli indicatori di vulnerabilità suggeriti nelle Linee Guida per i 13 meccanismi considerati.

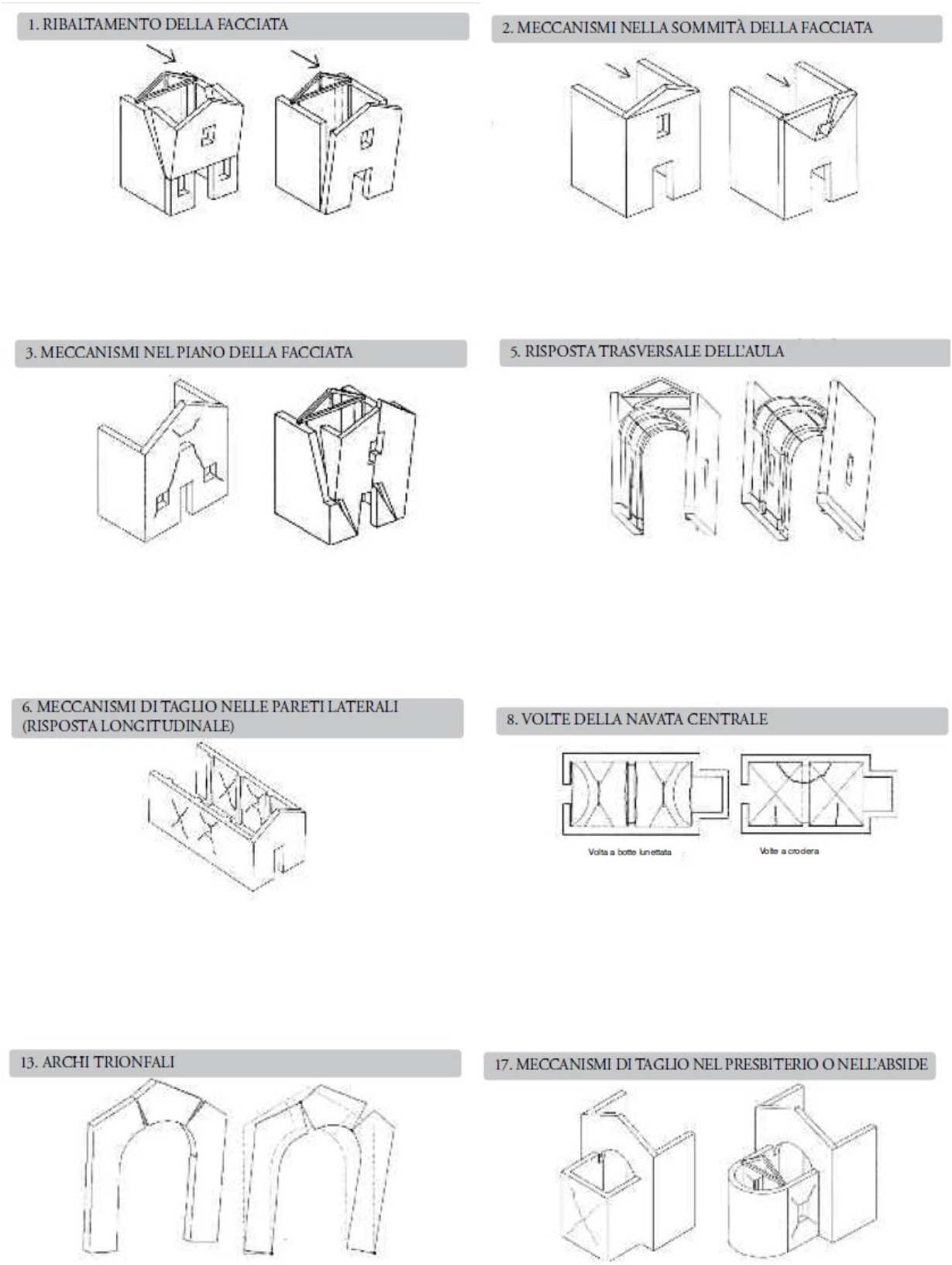

Figura 5.1.A- Estratto dalle "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"*, Allegato C, Meccanismi di collasso considerati per la Chiesa di Avigliana, parte 1

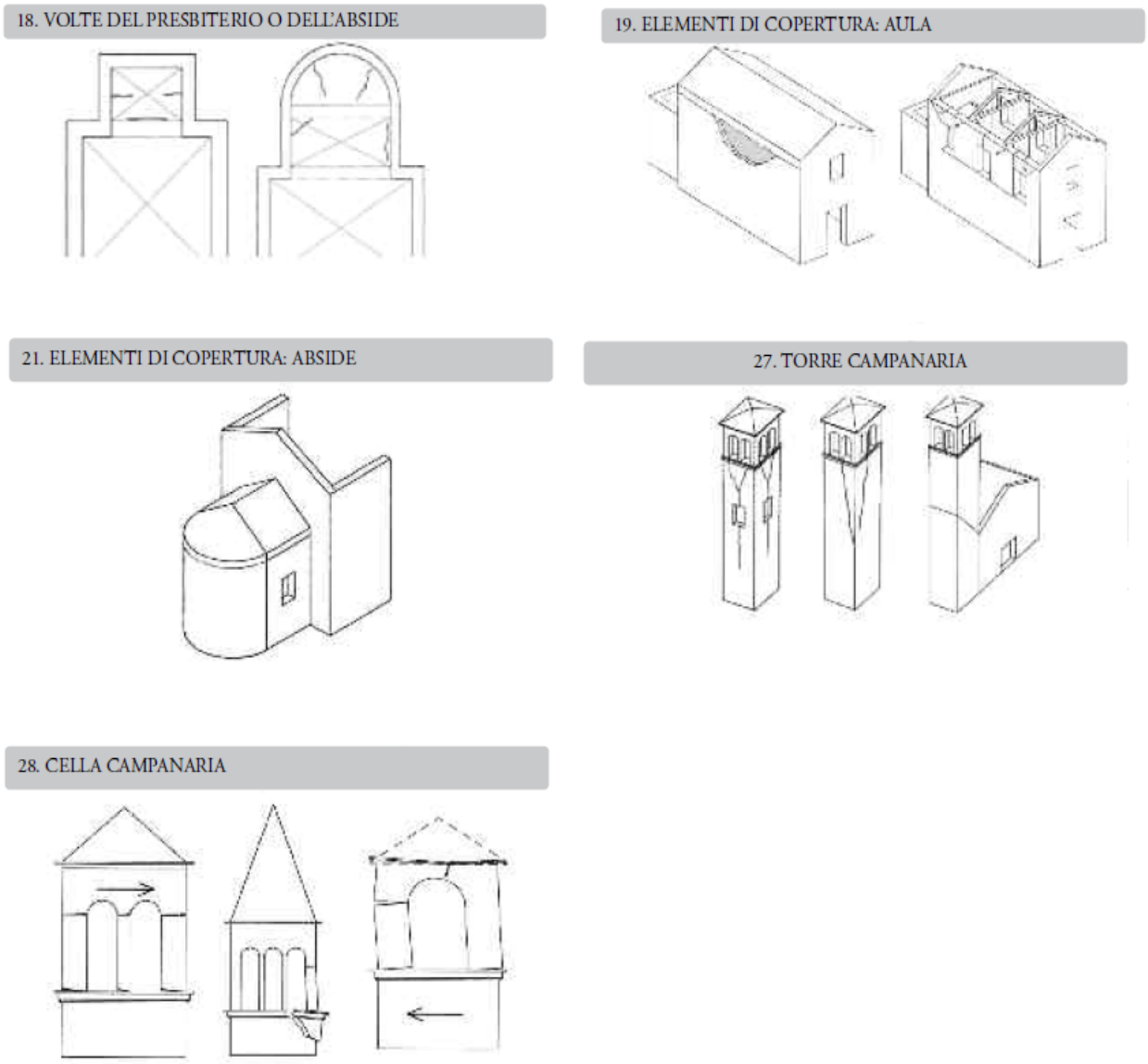

Figura 5.1.B- Estratto dalle "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"*, Allegato C, Meccanismi di collasso considerati per la Chiesa di Avigliana, parte 2

Tabella 5.11.A- Presidi antisismici e Indicatori di vulnerabilità per i meccanismi di collasso 1, 2, 3, 5, 6 e 8.

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

Tabella 5.11.B- Presidi antisismici e Indicatori di vulnerabilità per i meccanismi di collasso 13, 17, 18, 19 e 21.

13 - ARCHI TRIONFALI	
Presidi antisismici	Efficacia
• Pareti di contrasto efficaci (basso rapporto luce/larghezza aula, transetto, altri corpi di fabbrica)	-
• Presenza di una catena in posizione efficace	2
• Conci di buona fattura e/o adeguato spessore dell'arco	1
Indicatori di vulnerabilità	Gravità
• Presenza di copertura pesante in c.a.	1
• Presenza di cupola o tiburio	-
17 - MECCANISMI DI TAGLIO NEL PRESBITERIO	
Presidi antisismici	Efficacia
• Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità	1
• Presenza di buoni architravi nelle aperture	-
• Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)	-
Indicatori di vulnerabilità	Gravità
• Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante	1
• Presenza di grandi aperture o di ampie zone con muratura di limitato spessore	2
18 - VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE	
Presidi antisismici	Efficacia
• Presenza di catene in posizione efficace	1
• Presenza di rinfianchi o frenelli	1
Indicatori di vulnerabilità	Gravità
• Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura	-
• Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce	-
• Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte	-
19 - MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA	
Presidi antisismici	Efficacia
• Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)	-
• Presenza di collegamenti delle travi alla muratura	1
• Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)	-
• Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura	2
Indicatori di vulnerabilità	Gravità
• Presenza di copertura staticamente spingente	-
• Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante	1
21 - MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA – ABISDE E PRESBITERIO	
Presidi antisismici	Efficacia
• Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)	-
• Presenza di collegamenti delle travi alla muratura	1
• Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)	-
• Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura	2
Indicatori di vulnerabilità	Gravità
• Presenza di copertura staticamente spingente	-
• Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante	1

Tabella 5.11.C- Presidi antisismici e Indicatori di vulnerabilità per i meccanismi di collasso 27 e 28.

27- TORRE CAMPANARIA	
Presidi antisismici	Efficacia
• Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità	1
• Presenza di catene ai diversi ordini	-
• Presenza di adeguata distanza dalle pareti della chiesa (se adiacente)	-
• Presenza buon collegamento con le pareti della chiesa (se inglobata)	2
Indicatori di vulnerabilità	Gravità
• Presenza di aperture significative su più livelli	2
• Vincolo asimmetrico sulle murature alla base (torre inglobata)	1
• Appoggio irregolare a terra della torre (presenza di archi su alcuni lati, pareti a sbalzo)	1
28 - CELLA CAMPANARIA	
Presidi antisismici	Efficacia
• Presenza di piedritti tozzi e/o archi di luce ridotta	2
• Presenza di catene o cerchiature	-
Indicatori di vulnerabilità	Gravità
• Presenza di copertura pesante o di altre masse significative	1
• Presenza di copertura spingente	-

Utilizzando la Tabella 5.10 e considerando le tabelle 5.11.A, B e C è possibile calcolare il punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo.

Tabella 5.12- Presidi antisismici e Indicatori di vulnerabilità per tutti i meccanismi di collasso considerati.

MECCANISMO	v_{ki}	v_{kp}	v_{ki}-v_{kp}	ρ_k	ρ_k (v_{ki}-v_{kp})
1	2	2	0	1	0
2	3	1	2	1	2
3	2	2	0	1	0
5	2	2	0	1	0
6	2	1	1	1	1
8	0	2	-2	1	-2
13	1	2	-1	1	-1
17	2	1	1	1	1
18	0	2	-2	0.75	-1.5
19	1	2	-1	1	-1
21	1	2	-1	1	-1
27	2	2	0	1	0
28	1	2	-1	1	-1

Si ottiene un valore di i_v paria a 0.45.

Tramite le espressioni fornite dalle Linee Guida è possibile calcolare i valori dell'accelerazione al suolo corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

$$a_{SLD} \cdot S = 0{,}025 \cdot 1{,}8^{2{,}75-3{,}44 i_v} = 0{,}051 \quad [\frac{m}{s^2}] \tag{5.7}$$

$$a_{SLV} \cdot S = 0{,}025 \cdot 1,8^{5,1-3,44 i_v} = 0{,}202 \ [\frac{m}{s^2}] \tag{5.8}$$

I periodi di ritorno corrispondenti al raggiungimento degli stati limite considerati (SLD e SLV) possono essere ottenuti interpolando tra i valori noti relativi ai periodi di ritorno predefiniti (Linee Guida - eq. 5.20):

$$T_{SLV} = T_{R1} \cdot 10^{\log(T_{R2}/T_{R1}) \cdot \log(a_{SLV}S/F_C a_1 S_1)/\log(a_2 S_2/a_1 S_1)} \tag{5.9}$$

Dove T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno per i quali è fornita la pericolosità sismica, all'interno dei quali è compreso T_{SLV}, $a_1 S_1$ e $a_2 S_2$ sono i corrispondenti valori dell'accelerazione di picco su suolo rigido e del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.
Nel caso in esame risulta:

Tabella 5.13- Calcolo dei periodi di ritorno corrispondenti al raggiungimento degli stati limite SLV e SLD.

T_{SLV}	652
T_{R1}	75
T_{R2}	713
$a_{SLV}S$	0.202
Fc	1.35
a_1S_1	0.08
a_2S_2	0.18

T_{SLD}	13
T_{R1}	75
T_{R2}	713
$a_{SLD}S$	0.051
Fc	1.35
a_1S_1	0.08
a_2S_2	0.18

È possibile calcolare l'indice di sicurezza sismica I_S ed il fattore di accelerazione f_a attraverso le equazioni 5.1 e 5.2:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = 0.92 \tag{5.10}$$

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} = \frac{\left(\frac{0{,}202}{1{,}8}\right)}{0{,}12} = 0.94 \tag{5.11}$$

Come si può notare dai risultati ottenuti entrambi gli indici risultano prossimi all'unità pur essendo leggermente inferiori. Ciò testimonia una certa vulnerabilità sismica poiché quando tali

coefficienti sono minori di 1 la struttura non rispetta tutte le richieste di normativa (più tale indice è prossimo all'unità minore è la vulnerabilità della struttura).

È interessante osservare che i meccanismi ai quali è associata una maggiore vulnerabilità sono: il meccanismo nella sommità della facciata, il meccanismo di taglio nelle pareti laterali (risposta longitudinale) e il meccanismo di taglio nel presbiterio o nell'abside. Infatti questi tre meccanismi sono quelli che tendono ad incrementare maggiormente il valore dell'indice di vulnerabilità i_v.

5.2.2 Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi.

Si riporta di seguito un modello semplificato finalizzato alla valutazione quantitativa del periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dello SLV, e della relativa accelerazione di picco al suolo, ipotizzando che lo Stato limite di Salvaguardia della Vita avvenga per rottura delle pareti nel proprio piano, considerando un comportamento globale del manufatto.

Tale modello semplificato prevede di valutare l'ordinata dello spettro di risposta elastico mediante la seguente espressione:

$$S_{e,SLV} = \frac{q \cdot F_{SLV}}{e^* \cdot M} \tag{5.12}$$

in cui

- F_{SLV} è la resistenza a taglio dell'edificio che deve essere valutata come la minore tra quelle determinate nelle due direzioni perpendicolari scelte in base alla direzione degli assi prevalenti dei muri portanti.
  Il calcolo di F_{SLV} in direzione x in prossimità del generico piano i-esimo dell'edificio avviene attraverso la seguente formula:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \cdot \xi_{xi} \cdot \zeta_x \cdot A_{xi} \cdot \tau_{di}}{\beta_{xi} \cdot \kappa_i} \tag{5.13}$$

Dove:

1. A_{xi} è la somma delle aree resistenti dei muri dell'i-esimo piano posti nella direzione x, compresi i pannelli aventi inclinazione compresa tra ± 45° considerando un valore ridotto da un coefficiente cosα.

   In Figura 5.2 è indicata la suddivisione dei maschi murari in direzione x e y mentre in Tabella 5.14 sono indicati i valori delle aree dei maschi murai nelle due direzioni.

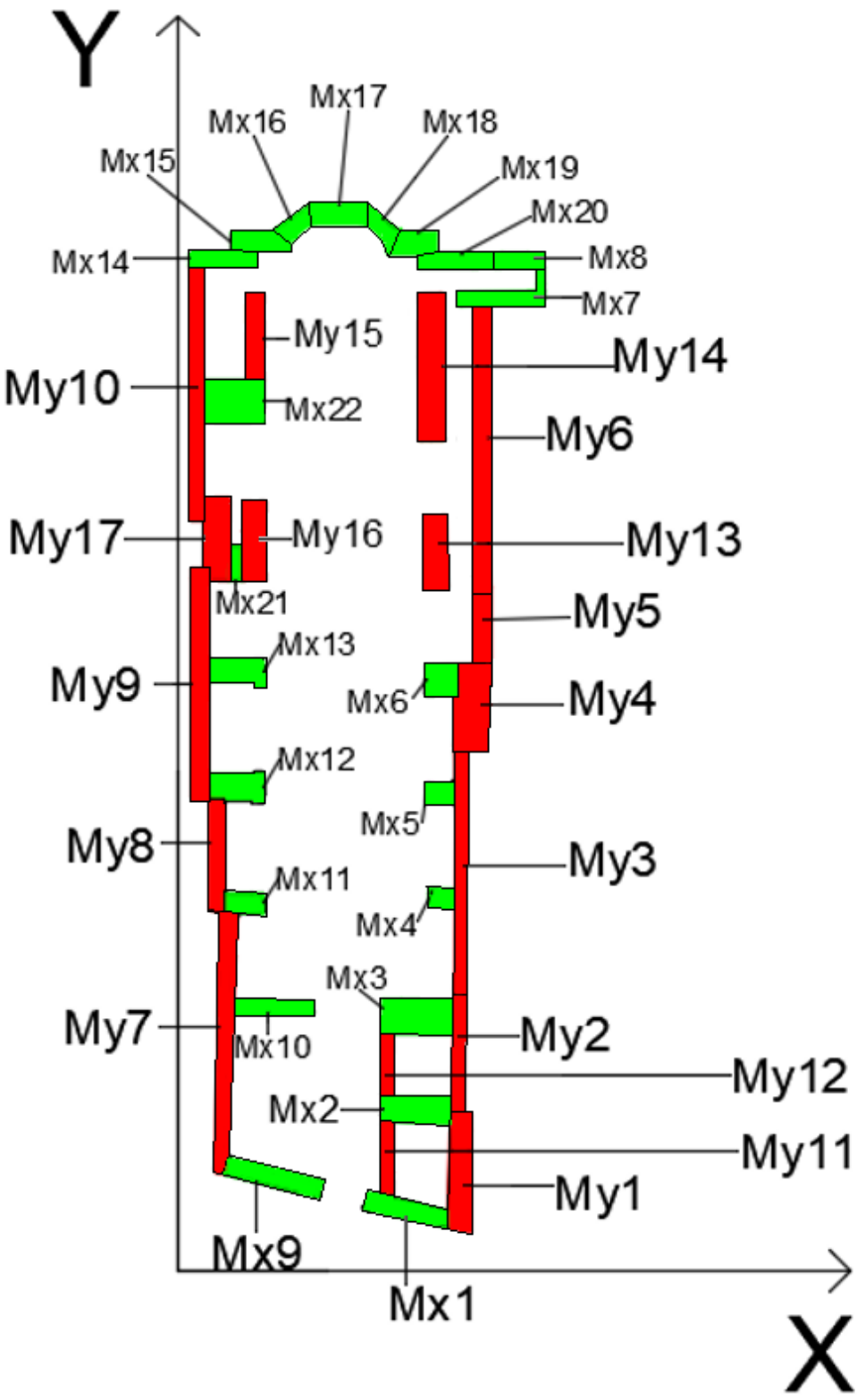

Figura 5.2- Maschi murari individuati in direzione X (in verde) e in direzione Y (in rosso)

Tabella 5.14- Aree dei maschi murari in direzione X (a sinistra) e Y (a destra).

MASCHIO in direzione X	AREA [m²]
Mx1	3.73
Mx2	4.69
Mx3	6.82
Mx4	1.3
Mx5	1.27
Mx6	2.49
Mx7	2.87
Mx8	1.78
Mx9	4.37
Mx10	2.54
Mx11	2.17
Mx12	3.75
Mx13	3.4
Mx14	2.62
Mx15	3.3
Mx16	1.28
Mx17	2.69
Mx18	1.18
Mx19	2.7
Mx20	2.08
Mx21	1.36
Mx22	6.9

MASCHIO in direzione Y	AREA [m²]
My1	6.84
My2	3.61
My3	6.59
My4	8.14
My5	2.53
My6	10.36
My7	9.57
My8	4.33
My9	10.93
My10	8.67
My11	2.1
My12	1.79
My13	4.73
My14	9.2
My15	3.91
My16	4.86
My17	4.7

2. $\boldsymbol{\tau_{di}}$ è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari dell'i-esimo piano, pari a:

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1{,}5 \cdot \tau_{0d}}} \tag{5.14}$$

In cui τ_{0d} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura, valutato in base del fattore di confidenza F_C; σ_{0i} è la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri del piano i-esimo.
Il valore di τ_{0d} è quello indicato nel Capitolo 3 e vale *6,0 N/cm*^{2} per la muratura della parte inferiore della chiesa.
Per quanto riguarda σ_{0i} esso viene calcolato facendo il rapporto tra il carico verticale e l'area totale dei muri e vale *39,67 N/cm*^{2}.In definitiva il valore di τ_{di}è di *13,95 N/cm*^{2}.

3. κ_i è il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i-esimo e la forza sismica totale.

Nel caso in esame, poiché la chiesa è costituita da un solo piano, esso vale 1.

4. β_{xi} è un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i-esimo associato all'eccentricità e_{yi} tra centro delle rigidezze e baricentro delle masse y_g, funzione inoltre della distanza d_{yi} tra baricentro delle rigidezze e la parete più esterna in direzione x. Lo stesso ragionamento va fatto per β_{yi}.

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \cdot \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1{,}25 \tag{5.15}$$

Per il calcolo del baricentro delle masse e delle rigidezze si faccia riferimento all'Appendice 2.
Nel nostro caso, poiché risulta e_{yi}=0,84 m e d_{yi}=8,56 m, β_{xi} assumerà un valore pari a 1,20; invece nell'altra direzione e_{xi}=4,53 m e $d_{xi} = 29{,}96\ m$ quindi $\beta_{yi} = 1{,}30$ ed essendo maggiore di 1,25 andremo ad assumere quest'ultimo valore.

5. μ_{xi} è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari ed è pari a:

$$\mu_{xi} = 1 - 0{,}2\sqrt{\frac{N_{mxi}\sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2} - 1} \geq 0{,}8 \tag{5.16}$$

Con N_{mxi} numero di maschi murari in direzione x relativi al piano i-esimo;
$A_{xi,j}$ area del generico maschio in direzione x al piano i, la sommatoria è estesa a tutti i maschi del piano $\sum_j A_{xi,j}$=A_{xi}.

In direzione x risulta N_{mxi}=22 e μ_x=0,08 quindi viene assunto 0,8 mentre in direzione y risulta: N_{myi}=17 e μ_y=0,20 e anche in questo caso viene assunto pari a 0,8.

6. ξ_{xi} è un coefficiente legato al tipo di rottura prevista come prevalente nei maschi murari dell'i-esimo piano; vale 1 o 0.8 rispettivamente nel caso di collasso per taglio o per presso-flessione (maschi snelli o fasce deboli). Si assume ξ_{xi}=1.

7. ζ_{xi} è un coefficiente legato alla resistenza delle fasce murarie di piano nelle pareti poste in direzione x; vale 1 nel caso di fasce resistenti (rottura dei maschi murari verticali) mentre può assumere un valore fino a 0,8 nel caso di fasce deboli, incapaci di bloccare la rotazione all'estremità dei maschi murari. Nel nostro caso viene assunto un valore intermedio pari a 0,9.

Può dunque essere calcolato il valore della resistenza a taglio nelle 2 direzioni tramite l'espressione 5.13. I risultati sono riportati in Tabella 5.15.

Tabella 5.15- Risultati per la resistenza a taglio in direzione X (a sinistra) e Y (a destra).

$F_{SLV,x}$ [kN]	548.52
μ_{xi} [-]	0.8
ξ_{xi} [-]	1
ζ_x [-]	0.9
A_x [m^2]	65.29
τ_d [N/cm^2]	13.95
β_x [-]	1.2
κ [-]	1

$F_{SLV,x}$ [kN]	826.63
μ_y [-]	0.8
ξ_{yi} [-]	1
ζ_y [-]	0.9
A_y [m^2]	102.86
τ_d [N/cm^2]	13.95
β_y [-]	1.25
κ [-]	1

La resistenza a taglio da considerare è la minore tra le due, quindi 548,52 kN.

- q è il coefficiente di struttura, il quale sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 e della relativa Circolare può assumere i seguenti valori:

  a) tra 3 e 3,6 per edifici con un numero di piani ≥ 2 e regolari in elevazione;

  b) tra 2,25 e 2,8 negli altri casi;

  Nel caso in esame, avendo un solo piano, è stato assunto pari a 2,25.

- M è la massa sismica totale, da considerare per la valutazione dell'azione sismica allo SLV. Essa è associata ai carichi gravitazionali ed è calcolabile come:

$$M=\frac{G_k+\sum_1^N \psi_{2j}\cdot Q_{kj}}{g} \tag{5.17}$$

Dove: G_k è il valore caratteristico dei carichi permanenti relativi all'intero edificio;
Q_{kj} sono i carichi variabili accidentali computati per il piano j-esimo;
g è l'accelerazione di gravità;
ψ_{2j} è un coefficiente di combinazione funzione della probabilità che i carichi siano presenti al j-esimo piano in presenza di un sisma;
N indica il numero di piani totali;
La massa simica totale risulta 866943 kg. Per il valore dei carichi si faccia riferimento all'Appendice 1.

- e^* è la frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrazione. Essa può essere valutata con la seguente espressione:

$$e^* = 0{,}75 + 0{,}25 \cdot N^{-0{,}75} \tag{5.18}$$

Con N= numero di piani totali. Poiché nel nostro caso N=1, e^* vale anch'esso 1.

Si può quindi valutare l'ordinata dello spettro di risposta elastico mediante l'equazione 5.12. $S_{e,SLV}$=1,424 (g) e di conseguenza $S_{e,SLV}/g$=0,145.

Calcolato il valore dell'ordinata spettrale è possibile determinare il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili nelle norme NTC, relativi ai 9 tempi di ritorno ivi riportati.

Il procedimento da seguire prevede di calcolare il periodo fondamentale T1 tramite l'espressione fornita dell'Eurocodice 8, Equazione 4.6 al Paragrafo 4.3.3.2.2:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \tag{5.19}$$

Dove H è l'altezza dell' edificio, in metri, da piano di fondazione, mentre C_1 vale 0,085 per edifici con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per edifici con struttura a telaio in calcestruzzo e 0,05 per edifici con qualsiasi altro tipo di struttura. Nel caso in esame sarà assunto 0,05.

$$T_1 = 0{,}05 \cdot 18.24^{\frac{3}{4}} = 0{,}44\ s \tag{5.20}$$

In seguito tramite T_1 e $S_{e,SLV}$ si individua nel diagramma degli spettri il punto di capacità dell'edificio e si determina lo spettro passante per il punto di capacità, attraverso un procedimento iterativo che adopera l'equazione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log(p_2/p_1) \cdot \log(T_R/T_{R1}) \cdot [\log(T_{R2}/T_{R1})]^{(-1)} \tag{5.21}$$

dove: p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R considerato; T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p1 e p2 del generico parametro p.

In particolare, se il punto ricade tra due spettri noti (es. 50 anni e 475 anni) si calcola la media aritmetica dei valori dei tempi di ritorno di questi ultimi, quindi si applica l'equazione 5.21 e si plotta lo spettro relativo a quel periodo medio; se il punto non è stato centrato, si ripete il procedimento fino a convergenza.

Nel caso in esame gli spettri di risposta elastici per i 9 periodi di ritorno, nella zona di Avigliana, ottenuti tramite il programma "*Spettri-NTCver.1.0.3*" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sono i seguenti:

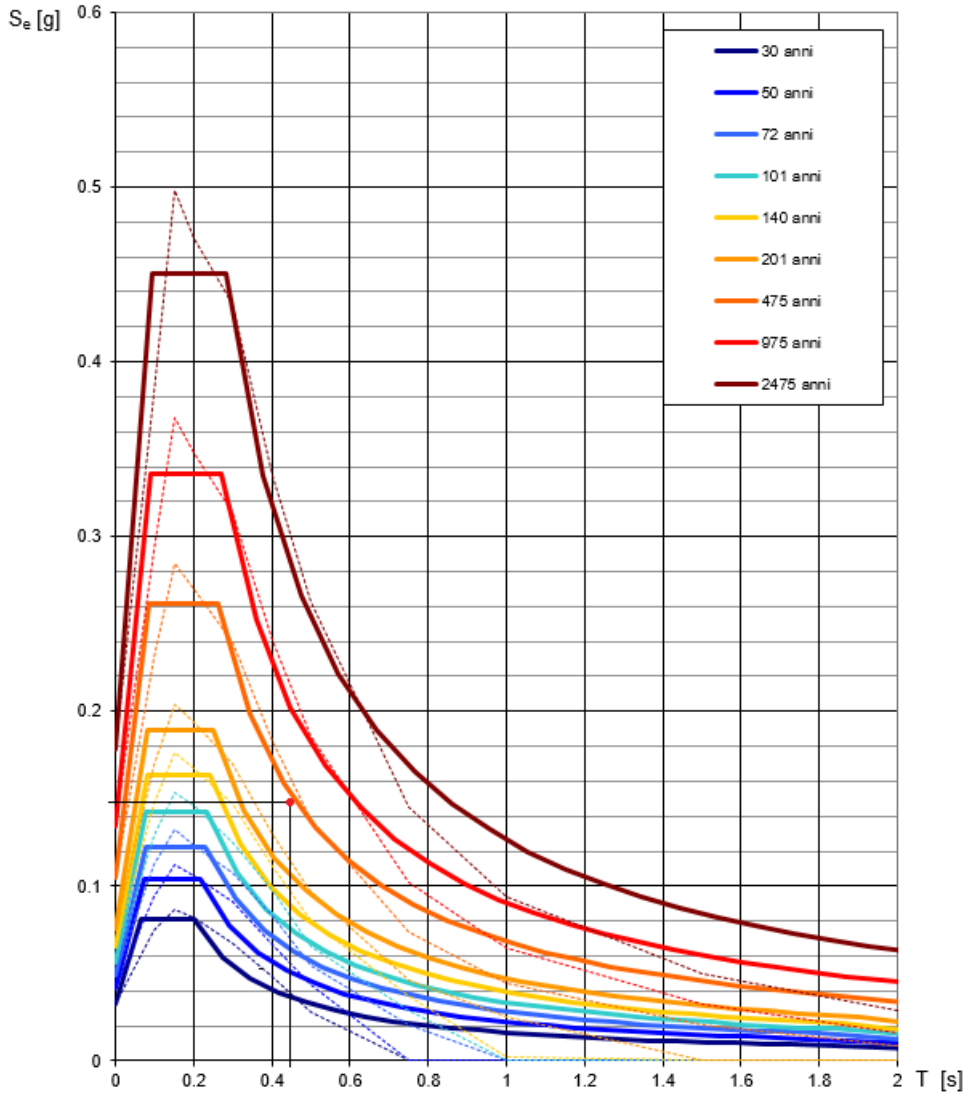

Figura 5.3- Spettri di risposta elastici per i 9 periodi di ritorno di riferimento

Nel grafico 5.3 è stato individuato il punto (0,4; 0,145) che rappresenta il punto di capacità della struttura. Tramite il procedimento iterativo sopra descritto è stato individuato lo spettro passante per questo punto che è quello corrispondente ad un tempo di ritorno T_{SLV} di 460 anni.

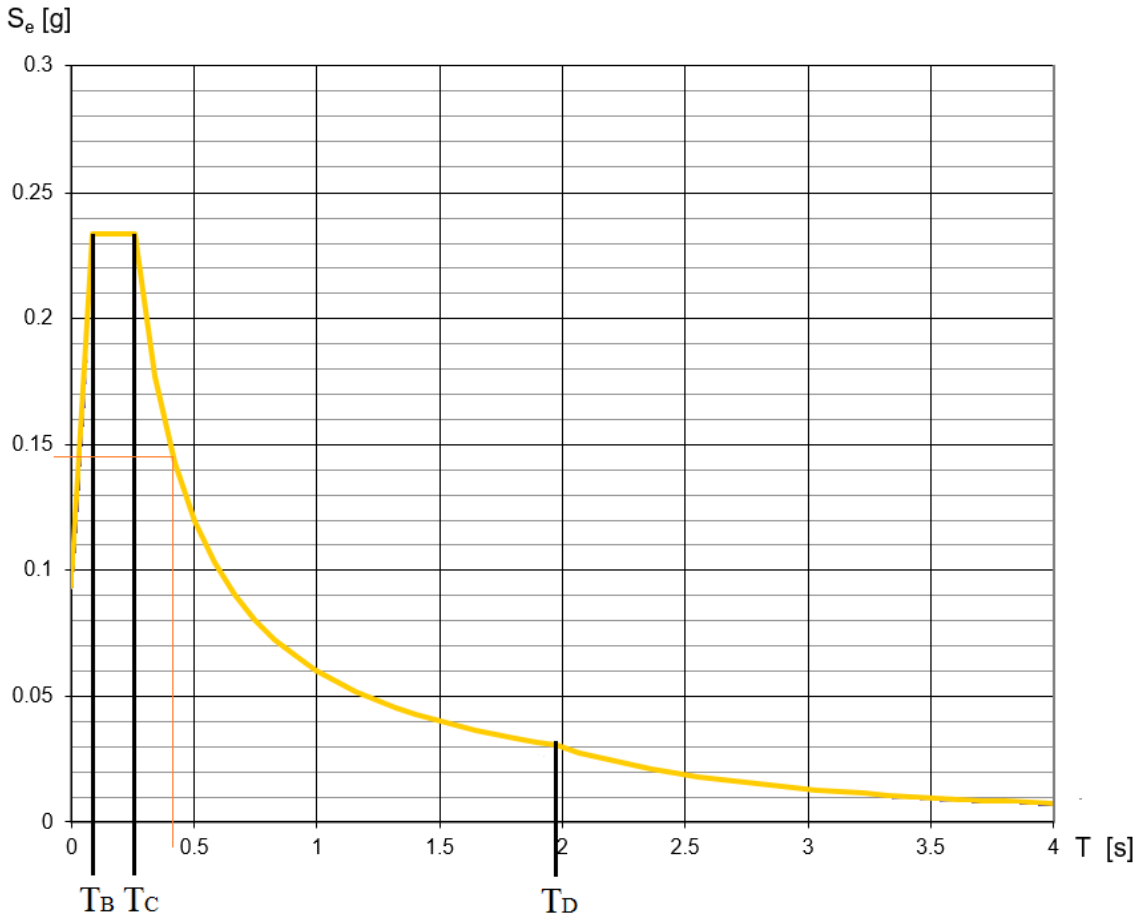

Figura 5.4- Spettro di risposta elastico passante per il punto il punto (0,44; 0,145)

Al tempo di ritorno T_{SLV} così valutato sono associati a_g, F_0 e T_C^*, mediante i quali è possibile definire tutti i parametri dello spettro.

$$a_g = 0{,}093 \text{ (g)}$$

$$F_0 = 2{,}500 \text{ (-)}$$

$$T_C^* = 0{,}257 \text{ (s)}$$

$$T_B = 0{,}098 \text{ (s)}$$

$$T_C = 0{,}249 \text{ (s)}$$

$$T_D = 1{,}970 \text{ (s)}$$

Dopo aver definito T_1 periodo fondamentale di vibrazione della struttura ed S che è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche (già definiti in precedenza), si può calcolare il valore dell'accelerazione capace di provocare il raggiungimento dello SLV come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}}{S \cdot F_0} & T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}}{S \cdot F_0} \cdot \frac{T_1}{T_C} & T_C \leq T_1 < T_D \end{cases} \tag{5.22}$$

Dove T_B, T_C, T_D periodi caratteristici dello spettro di risposta.

Nel nostro caso $T_C \leq T_1 \leq T_D$ e risulta a_{SLV}=0,057 m/s^2.

È possibile calcolare l'indice di sicurezza sismica I_S ed il fattore di accelerazione f_a attraverso le equazioni 2.3 e 2.5 fornite dalle Linee Guida:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = 0{,}65 \tag{5.23}$$

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} = 0{,}46 \tag{5.24}$$

I valori dell'indice di sicurezza e del fattore di accelerazione ottenuti con questo secondo metodo sono notevolmente inferiori a quelli ottenute con il metodo precedente (Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi). Ciò è dovuto al fatto che tale metodo può essere applicato ad una tipologia strutturale che non comprende le chiese poiché va applicato a quelle costruzioni *"[...] con sviluppo planimetrico anche complesso, costituite da un sistema di pareti portanti perimetrali ed interne, disposte secondo diverse direzioni, e da un sistema di orizzontamenti intermedi, che spesso svolgono anche una funzione di collegamento".* I risultati così bassi dell'indice $I_{S,SLV}$ e del fattore $f_{a,SLV}$ sono dovuti ad una diversa rigidezza nelle due direzioni ed infatti si può notare come la direzione x sia quella di maggior debolezza poiché presenta un'area di muratura resistente minore. Tuttavia questo secondo metodo, seppur riferito a "*Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi",* fornisce risultati più cautelativi e nel caso di una conoscenza approfondita della geometria della chiesa può essere utilizzato per effettuare una prima analisi speditiva del comportamento della costruzione.

5.3 Valutazione dei parametri geometrici

Per definire la compattezza in pianta e la snellezza massima e minima della chiesa è necessario conoscere le dimensioni principale: la lunghezza della pianta L, larghezza della pianta B e l'altezza della facciata H.

Nel nostro caso esse risultano:

- L= 54,48 m
- B=13,58 m
- H=18,24 m

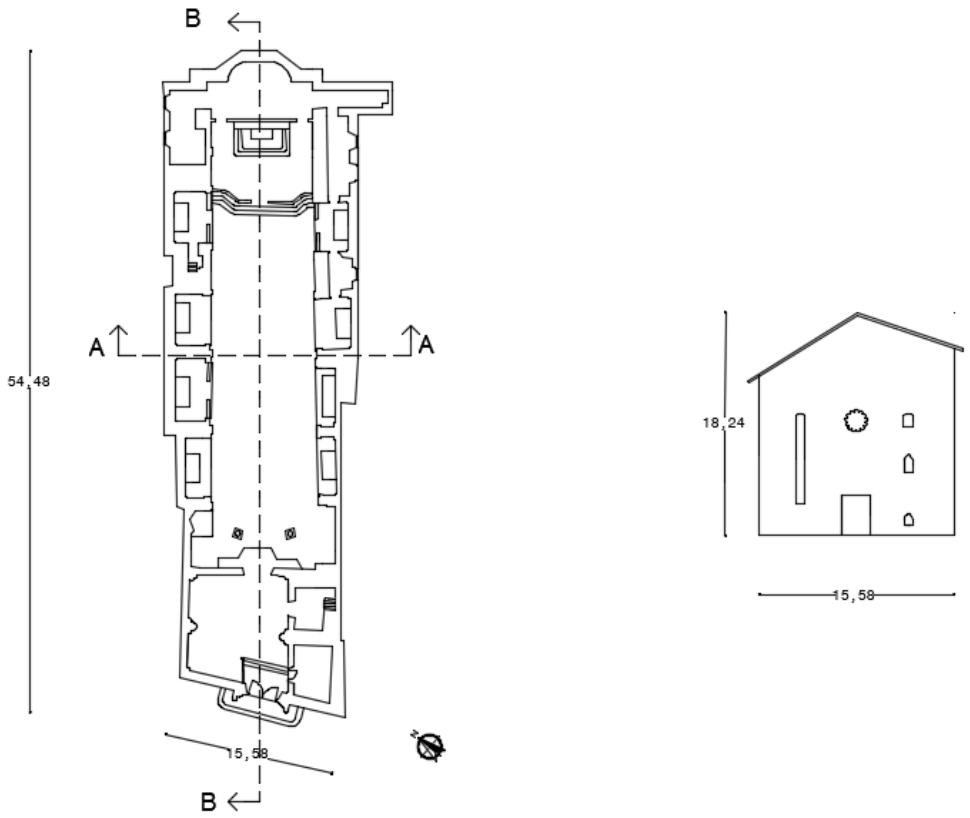

Figura 5.5.A- Pianta e facciata della chiesa San Giovanni in Avigliana

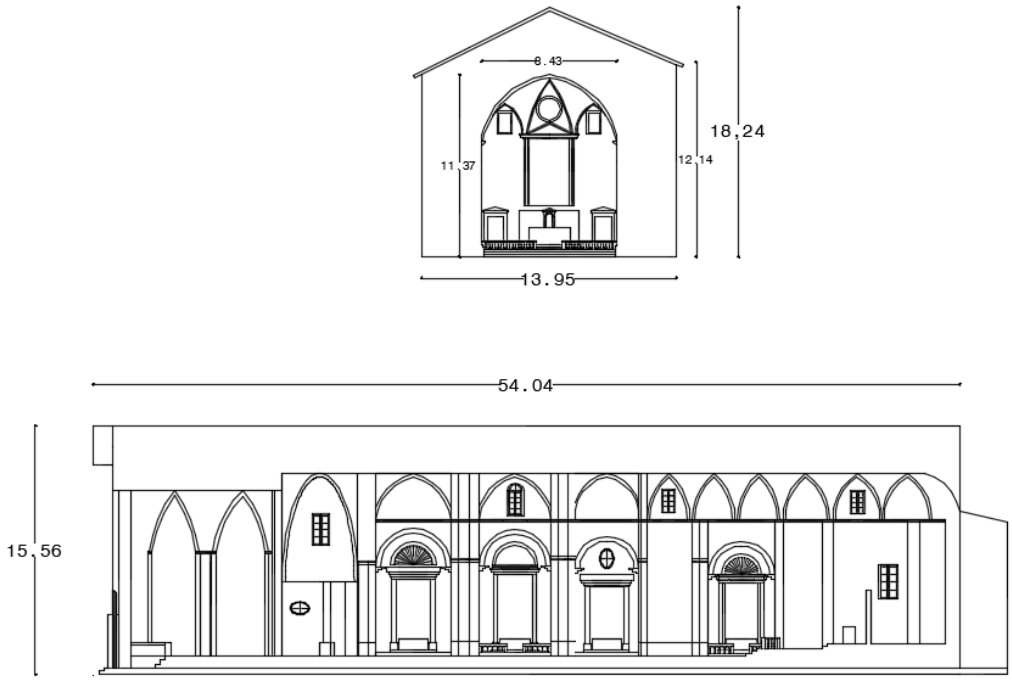

Figura 5.5.B- Sezioni A-A (in alto) e B-B (in basso)

Possiamo quindi calcolare i 3 rapporti adimensionali:

- Compattezza in pianta: B/L=0,25 (5.25)
- Snellezza massima: H/B=1,34 (5.26)
- Snellezza minima: H/L=0,33 (5.27)

Inoltre sono stati determinati alcuni parametri geometrici che forniscono, in maniera semplificata, una valutazione del comportamento della chiesa per effetto sia dei carichi verticali sia delle azioni orizzontali. Il parametro utilizzato è il rapporto tra l'area totale di base delle murature (A_{netta}) e l'area totale in pianta (A_{tot}).
Il valore delle 2 aree (riportate in Figura 5.6.A e 5.6.B) è stato valutato tramite AutoCAD e risultano:

- A_{totale}=764,34 m^2;
- A_{netta}=169,23 m^2.

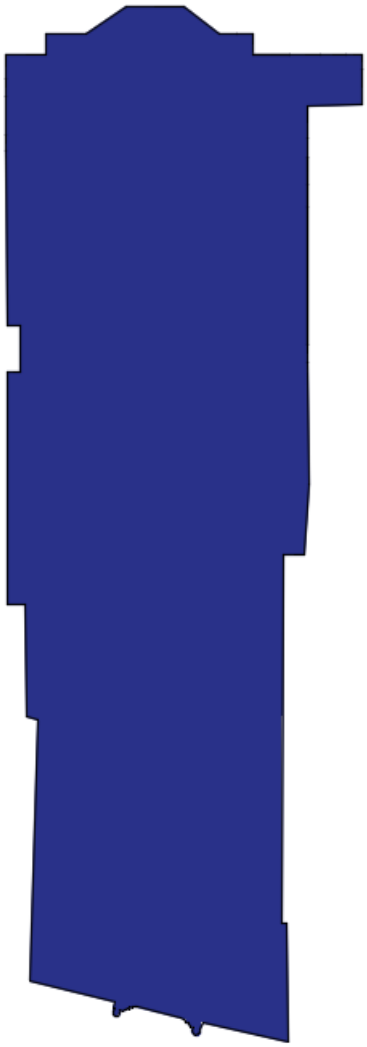

Figura 5.6.A- Area totale in pianta della chiesa San Giovanni in Avigliana

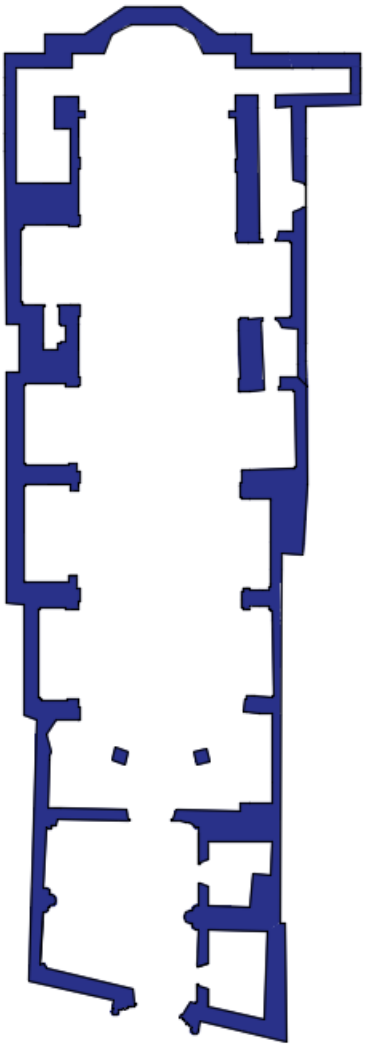

Figura 5.6.B- Area netta in pianta della chiesa San Giovanni in Avigliana

Il rapporto tra l'area netta e l'area totale vale:

$$\frac{A_{netta}}{A_{totale}} = 0{,}22 \tag{5.28}$$

Mediante tale rapporto è possibile valutare il comportamento dell'edificio sotto carichi verticali poiché all'aumentare del valore A_{netta}/A_{tot} (edificio con pareti murarie molto spesse e piccole aperture) ci si aspetta una diminuzione dei valori di tensione massima alla base.

Tramite l'Equazione 5.29 si può valutare il tasso di lavoro della chiesa di San Giovanni tramite le tensioni normali, prodotte dal carico verticale:

$$\sigma_{media} = \frac{W_{tot}}{A_{netta}} \tag{5.29}$$

W_{tot} rappresenta il peso totale: 48982,5 kN;

Risulta quindi $\sigma_{media} = \frac{W_{tot}}{A_{netta}} = \frac{48982{,}5*10^3}{169{,}23*10^6} = 0{,}29\ MPa$ (5.30)

Per quanto riguarda il comportamento nei confronti delle azioni orizzontali sono stati analizzati altri parametri:

- $\frac{A_{w,trasv}}{A_{tot}}$: rapporto tra l'area di base dei maschi in direzione trasversale e l'area totale, rappresenta una misura della resistenza tagliante trasversale alla base;
- $\frac{A_{w,long}}{A_{tot}}$: rapporto tra l'area di base dei maschi in direzione longitudinale e l'area totale, rappresenta una misura della resistenza tagliante longitudinale alla base;
- $\frac{A_{netta}}{W_{tot}}$: rapporto tra l'area netta dei maschi e il peso totale, cioè l'area resistente generale;

Devono dunque essere individuati i maschi presenti in direzione longitudinale e trasversale:

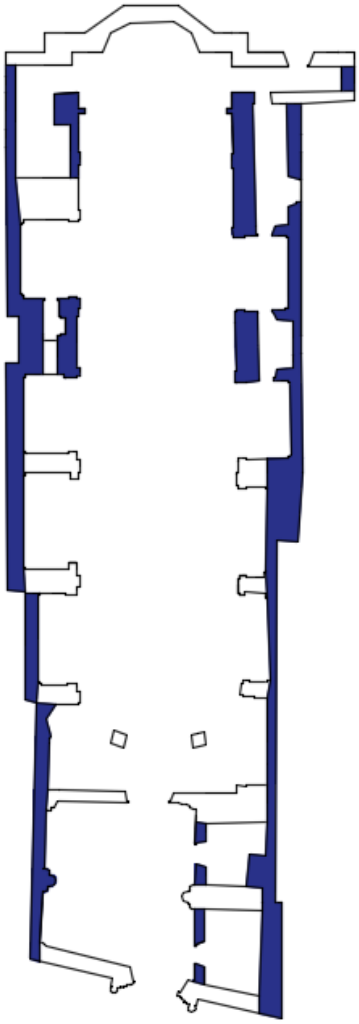

Figura 5.7.A- Maschi in direzione longitudinale della chiesa San Giovanni in Avigliana

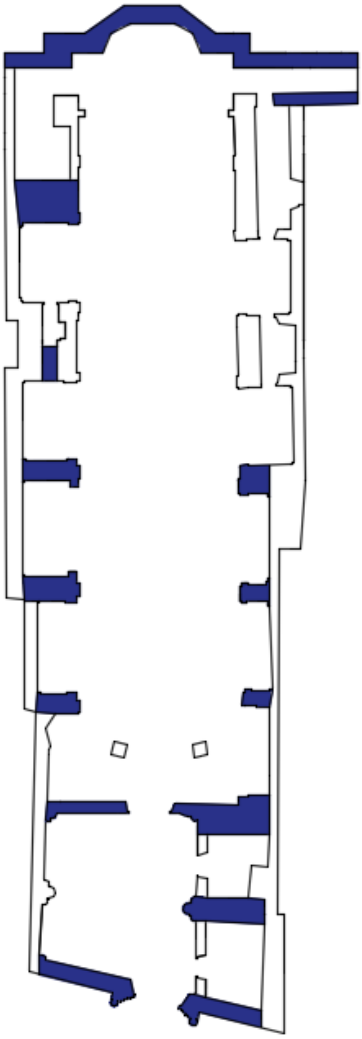

Figura 5.7.B- Maschi in direzione trasversale della chiesa San Giovanni in Avigliana

I valori ottenuti sono i seguenti:

$A_{w,trasv}$= 65,29 m^2

$A_{w,long}$=102,86 m^2

A_{tot}=764,34 m^2

A_{netta}=169,23 m^2

W_{tot}=48982,5 kN

$\frac{A_{w,trasv}}{A_{tot}}$=8,5 %

$\frac{A_{w,long}}{A_{tot}}$=13,5 %

$$\frac{A_{netta}}{W_{tot}}=3{,}45\ mm^2/N$$

Esistono 2 limiti per le percentuali minime di aree resistenti a taglio rispetto all'area totale in pianta. Uno dei 2 limiti è riportato nell' Eurocodice 8 al paragrafo 9.7.2, prospetto 9.3.

Tabella 5.16- Prospetto 9.3, Paragrafo 9.7.2, Eurocodice 8

Accelerazione al sito $a_g \times S$		≤0,07 k×g	≤0,10 k×g	≤0,15 k×g	≤0,20 k×g
Tipologia di costruzione	Numero di piani (n)**)	Somma minima delle aree trasversali delle pareti di taglio orizzontali in ogni direzione, come percentuale dell'area totale di piano per piano ($p_{A,min}$)			
Muratura non armata	1	2,0%	2,0%	3,5%	n/a
	2	2,0%	2,5%	5,0%	n/a
	3	3,0%	5,0%	n/a	n/a
	4	5,0%	n/a*)	n/a	n/a
Muratura confinata	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
	5	6,0%	n/a	n/a	n/a
Muratura armata	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	n/a
	5	4,0%	5,0%	n/a	n/a

*) n/a significa "non accettabile".
**) Lo spazio del tetto sopra gli interi piani non è incluso nel numero dei piani.

In tabella sono riportate le percentuali minime di aree resistenti a taglio per edifici semplici in muratura non armata, confinata e armata. Nel nostro caso questo limite è ampliamente rispettato poiché, per una muratura non armata e numero di piani pari a 1, la percentuale, in entrambe le direzioni, deve essere maggiore o uguale a 2 / 3,5% e per la chiesa di San Giovanni risulta pari a 8,5% in direzione trasversale e 13,5% in direzione longitudinale.

Il secondo limite è riportato nell' OPCM 3431/05 dalla Tabella 8.2 al Paragrafo 8.1.9 dell'Ordinanza.

Tabella 5.17- Tabella 8.2, Paragrafo 8.1.9, OPCM 3431/05

Accelerazione di picco del terreno a_g*S*S_T (1)		≤0.07 g	≤0.1 g	≤0.15 g	≤0.20 g	≤0.25 g	≤0.30 g	≤0.35 g	≤0.40 g	≤0.45 g	≤0.4725 g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %
	2	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %	6.5 %	7.0 %
	3	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	7.0 %			
Muratura armata	1	2.5 %	3.0 %	3.0 %	3.0 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	4.5 %
	2	3.0 %	3.5 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.0 %	5.0 %
	3	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %
	4	4.0 %	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %

Il comune di Avigliana si trova in zona sismica 3 con a_g= accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A=0,15g come riportato sempre nel Paragrafo 3.2.1 della stessa OPCM 3431/05.

S è il fattore che dipende dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione e, dalla tabella 3.1 dell'OPCM, considerando una categoria del suolo C, vale 1,25.

Tabella 5.18- Tabella 3.1, Paragrafo 3.2.3, OPCM 3431/05

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
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

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica e già abbiamo visto in precedenza valere 1.

In definitiva: $a_g \cdot S \cdot S_T = 0{,}15 \cdot 1{,}25 \cdot 1 = 0{,}188g$
Tornando quindi alla Tabella 5.17, considerando muratura ordinaria, numero piani 1 e $a_g \cdot S \cdot S_T \leq$0,2g, si ottiene una percentuale minima del 4,5%. Anche in questo caso le percentuali minime di aree resistenti a taglio sono rispettate in entrambe le direzioni.

I valori limite ottenuti sono riassunti in Tabella 5.19.

Tabella 5.19- Riassunto dei valori limite dell'area resistente a taglio

Limite EC8	3,5%
Limite OPCM	4,5%
Percentuale area resistente trasversale	8,5%
Percentuale area resistente longitudinale	13,5%

Gli ultimi 2 parametri da valutare sono $\frac{A_{w,trasv}}{W_{tot}}$ e $\frac{A_{w,long}}{W_{tot}}$ cioè le sezioni resistenti per unità di peso.
Il limite inferiore da considerare è 1,2 m^2/MN ed è riportato nel Lourenço et al., 2013: "In case of high seismicity, a minimum value of 1,2 m^2/MN seems to be recommended for historical masonry buildings [Meli, 1998]".
Nel nostro caso risulta:

$$\frac{A_{w,trasv}}{W_{tot}} = 1{,}33 \text{ m}^2/\text{MN} \tag{5.31}$$

$$\frac{A_{w,long}}{W_{tot}} = 2{,}10 \text{ m}^2/\text{MN} \tag{5.32}$$

Il limite è rispettato in entrambe le direzioni.

5.4 Ripartizione dell'azione sismica

Nella Circolare 26/2010 delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturali viene indicato che non è necessario ricorrere ad un modello globale per effettuare la verifica complessiva della risposta sismica del manufatto ma è possibile scomporre la struttura in macroelementi purché venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali in funzione delle loro rigidezze e dei loro collegamenti e sia rispettato l'equilibrio nei riguardi della totalità delle azioni orizzontali.

Finora sono stati calcolati dei parametri che permettono di stimare, anche se in maniera approssimata, la capacità resistente della chiesa di San Giovanni nei confronti delle azioni orizzontali solamente nei casi in cui gli elementi strutturali siano caratterizzati da meccanismi di collasso a taglio.

Tuttavia, nel caso delle chiese, caratterizzate dalla presenza di grandi aperture, arcate e colonne la modalità di collasso suggerita è quella dal tipo a telaio rispetto al caso di edifici con pareti piene e tozze dove è ipotizzabile il meccanismo di collasso a taglio.

Il coefficiente $f = \frac{A_{fori}}{A_{tot}}$ (Brandonisio, 2007) dipende dalla geometria del macroelemento e può essere utilizzato per valutarne il comportamento. Il primo passo da effettuare è quello di suddividere la chiesa in macroelementi andando a semplificare lo schema in pianta linearizzandolo. Nella Figura 5.8 sono riportati i 2 schemi: a sinistra la pianta della chiesa di San Giovanni e a destra la pianta semplificata dove sono indicati i macroelementi.

I macroelementi individuati sono 4 in direzione longitudinale (L1, L2, L3 e L4) e 11 in direzione trasversale (T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8, T9, T10 e T11). Si veda l'Appendice 3 per i dettagli sulle dimensioni dei macroelementi.

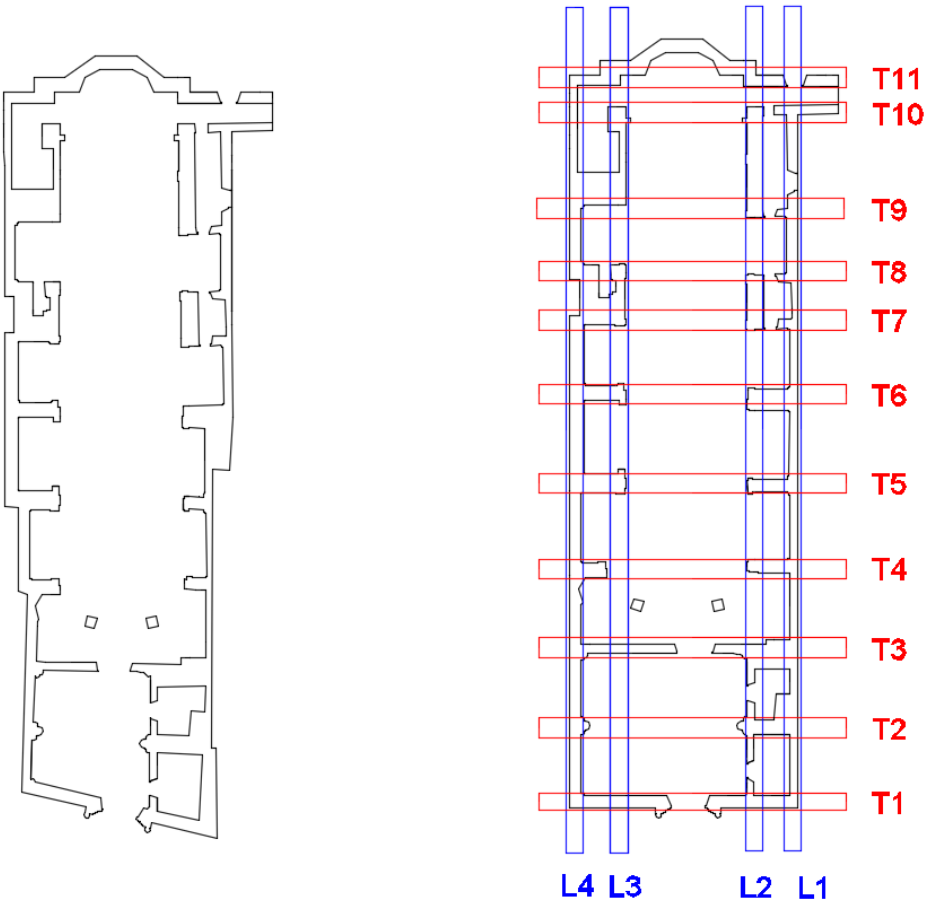

Figura 5.8- Macroelementi individuati in direzione longitudinale e trasversale della chiesa San Giovanni in Avigliana

Di seguito vengono riportate le figure 5.9.A, 5.9.B, 5.9.C, 5.9.D dei 4 macroelementi longitudinali

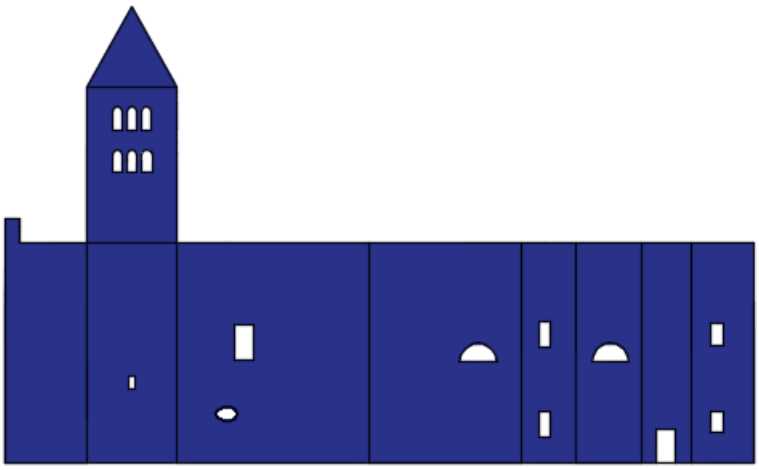

Figura 5.9.A- Macroelemento L1, prospetto longitudinale esterno, facciata meridionale

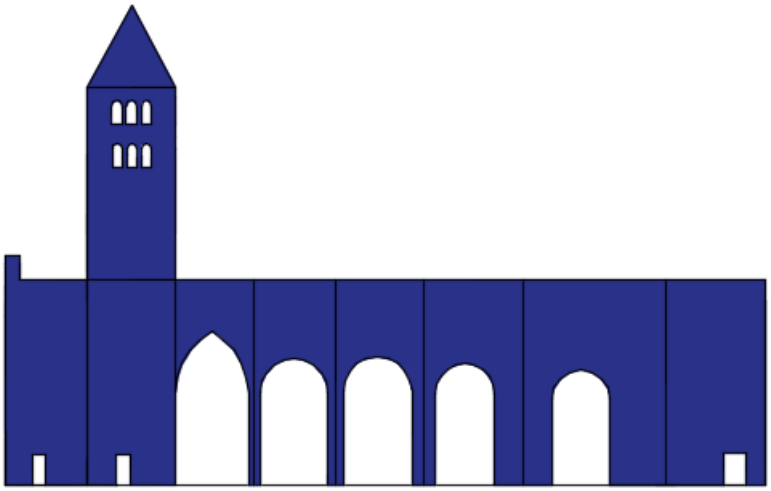

Figura 5.9.B- Macroelemento L2, arcata longitudinale

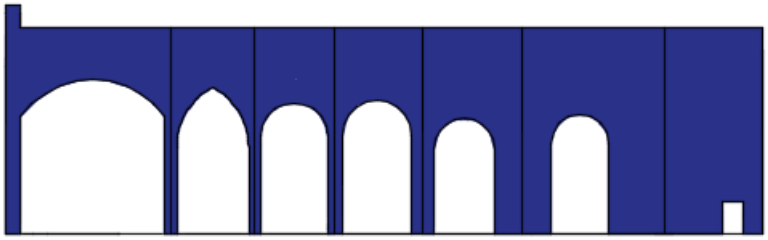

Figura 5.9.C- Macroelemento L3, arcata longitudinale

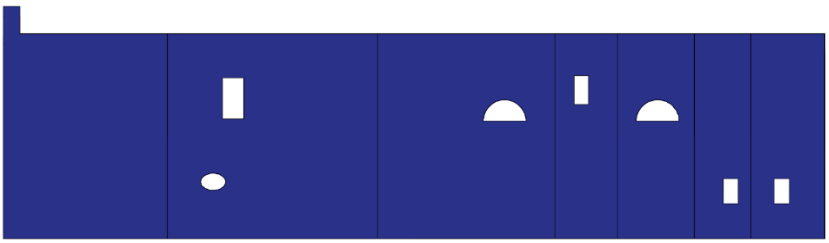

Figura 5.9.D- Macroelemento L4, prospetto longitudinale esterno

Nelle seguenti figure 5.10.A, 5.10.B, 5.10.C, 5.10.D, 5.10.E, 5.10.F, 5.10.G, 5.10.H, 5.10.I 5.10.L, 5.10.M, sono riportati invece gli 11 macroelementi trasversali

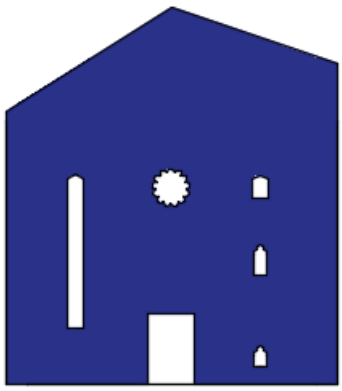

Figura 5.10.A- Macroelemento T1, facciata

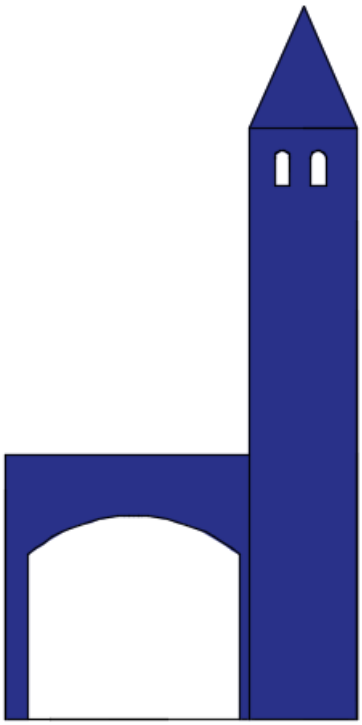

Figura 5.10.B- Macroelemento T2, arcata trasversale con campanile

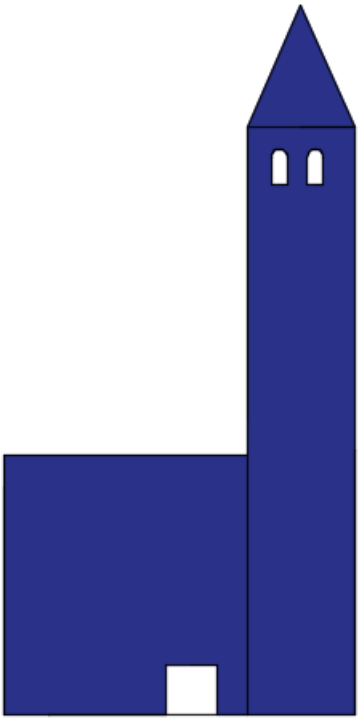

Figura 5.10.C- Macroelemento T3, arcata trasversale con campanile

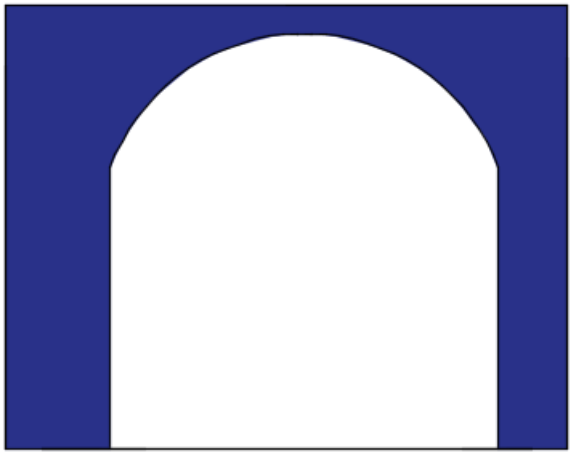

Figura 5.10.D- Macroelemento T4, arcata trasversale

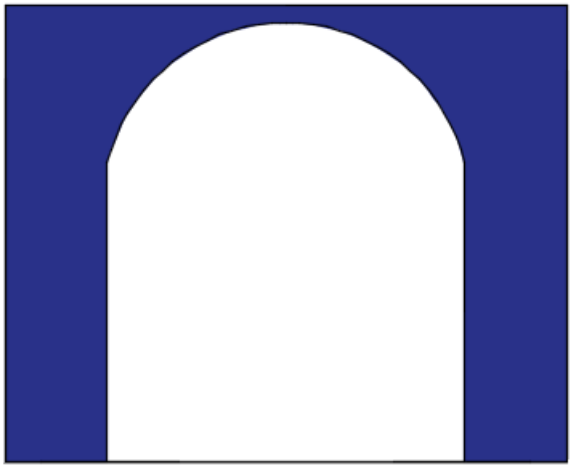

Figura 5.10.E- Macroelemento T5, arcata trasversale

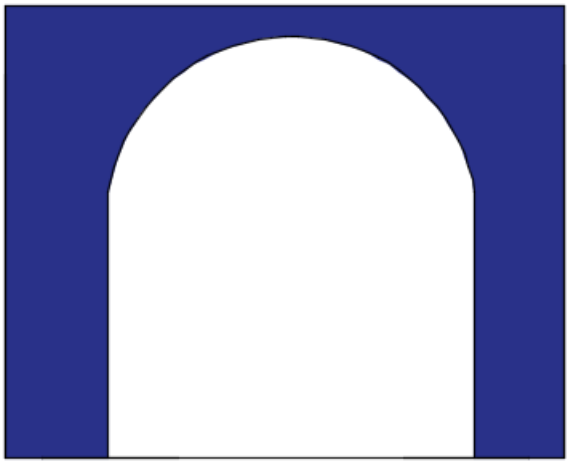

Figura 5.10.F- Macroelemento T6, arcata trasversale

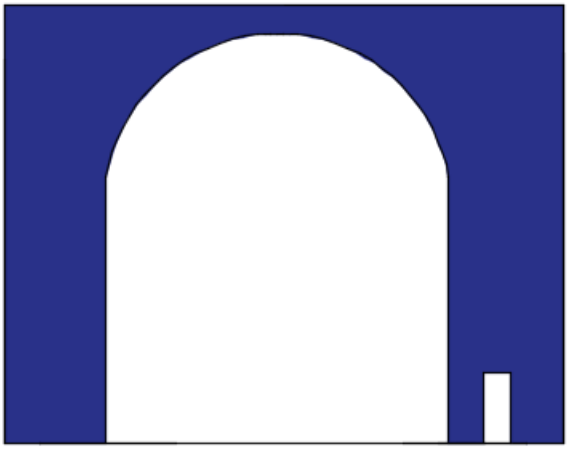

Figura 5.10.G- Macroelemento T7, arcata trasversale

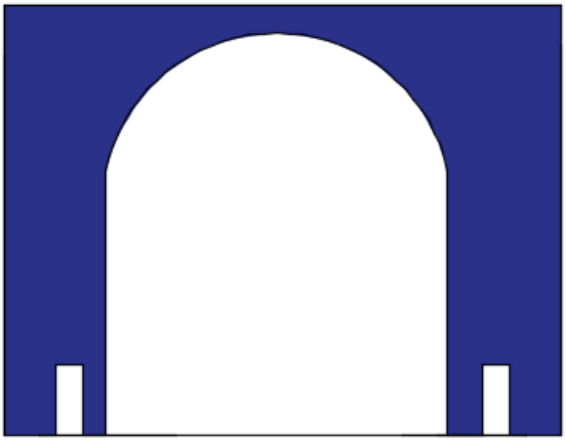

Figura 5.10.H- Macroelemento T8, arcata trasversale

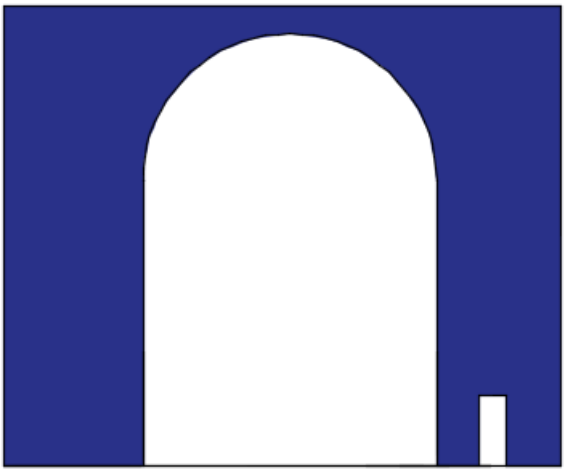

Figura 5.10.I- Macroelemento T9, arcata trasversale

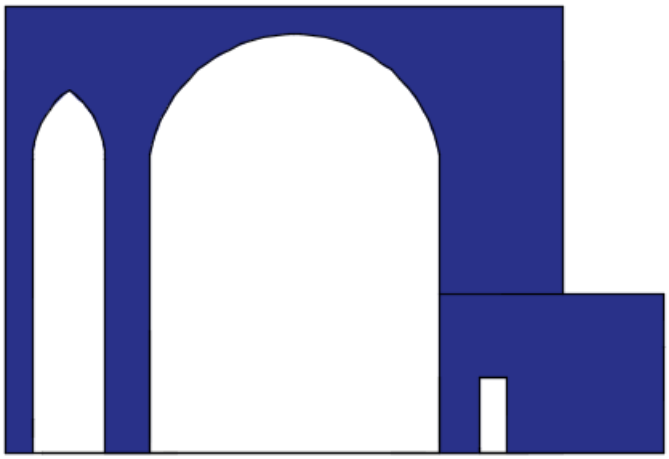

Figura 5.10.L- Macroelemento T10, arcata trasversale

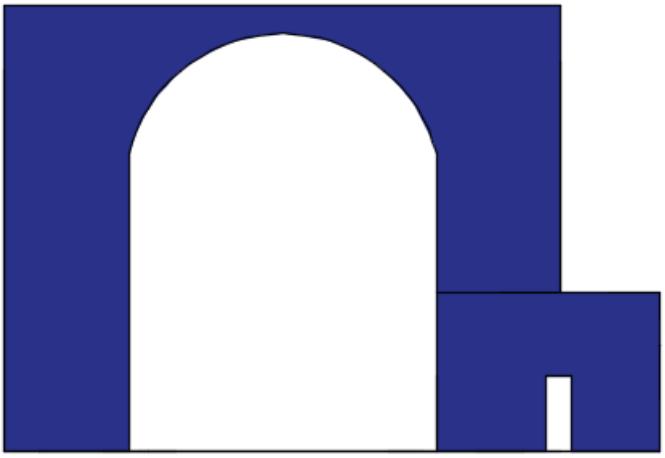

Figura 5.10.M- Macroelemento T11, arcata terminale

In Tabella 5.20 viene calcolato il valore del coefficiente f per tutti i macroelementi:

Tabella 5.20- Riassunto: Macroelemento, Area fori, Area totale, coefficiente *f*

MACROELEMENTO	A_{fori} [m^2]	A_{totale} [m^2]	*f* [%]
L1	24,28	847,8	3,9
L2	197,99	822,77	28,0
L3	280,43	715,02	43,2
L4	13,11	580,35	2,5
T1	17,84	255,18	7,7
T2	83,84	305,57	41,4
T3	7,48	301,23	3,0
T4	117,46	232,27	56,7
T5	115,0	231,42	55,4
T6	112,69	226,05	54,4
T7	104,29	228,16	50,4
T8	104,57	227,34	50,4
T9	96,19	225,23	45,5
T10	111,92	239,48	50,9
T11	98,04	239,58	44,5

Analizzando tali valori s'intuisce che i macroelementi di L1, L4, T1 e T3 (facciata e prospetti longitudinali), essendo caratterizzati da basse percentuali del coefficiente f (tra 2,5% a 7,7%), tendono a manifestare meccanismi di collasso nel piano tipici dei muri a parete piena; Invece per i restanti macroelementi, possono attivarsi meccanismi di collasso a telaio oppure misti poiché le percentuali del coefficiente f sono più alte (tra 28% e 56,7%).

Può essere quindi utilizzata l'equazione 5.33 (Brandonisio, 2007) per ottenere una ripartizione approssimata dell'azione sismica:

$$\frac{F_i}{\Upsilon_i \cdot F} = \frac{A_{macro,i} \cdot d_i}{\sum_i A_{macro,i} d_i} \tag{5.33}$$

Tramite tale espressione possiamo ricavare il valore adimensionale del taglio, cioè la quota parte dell'azione sismica sui diversi macroelementi.

Nell' espressione 5.33, $A_{macro,i}$ rappresenta l'area totale dell'i-esimo macroelemento mentre d_i rappresenta un parametro generico e vale:

- $d_i = 2 \cdot s_i$ quando il macroelemento è disposto ortogonalmente all'azione sismica;
- $d_i = \delta_i \cdot b_i$ quando il macroelemento è disposto parallelamente all'azione sismica.

s_i è lo spessore medio del macroelemento i-esimo; b_i è la lunghezza dell'i-esimo macroelemento; $\delta_i = 1 - f_i \geq 0{,}5$ per gli archi e le arcate trasversali e per i macroelementi perimetrali (prospetti longitudinali e trasversali); $\delta_i = 1 - 2 \cdot f_i \geq 0{,}5$ per le arcate longitudinali interne; f_i è stato definito in precedenza pari al rapporto tra l'area dei fori e l'area totale del macroelemento.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori ottenuti nelle 2 direzioni che sono poi stati graficati in 2 istogrammi (Figure 5.11.A e 5.11.B).

Tabella 5.21- Azione sismica longitudinale: Macroelemento, parametro d_i, coefficiente δ_i, spessore medio, lunghezza macroelemento, Area macroelemento, Area macroelemento moltiplicata per il parametro d_i, valore adimensionale del taglio, taglio espresso in percentuale

MACROELEMENTO	d_i	δ_i	s_i	b_i	$A_{macroel}$	$A_{macro}*d_i$	TAGLIO	TAGLIO %
L1	49.63	0.97	0.70	51.09	823.42	40863.59	0.4160	41.60
L2	25.91	0.50	0.70	51.81	624.78	16184.93	0.1648	16.48
L3	25.91	0.50	0.70	51.81	434.59	11258.05	0.1146	11.46
L4	47.24	0.98	0.70	48.33	567.24	26795.42	0.2728	27.28
T1	1.80		0.90		237.34	427.21	0.0043	0.43
T2	1.80		0.90		221.73	399.11	0.0041	0.41
T3	1.80		0.90		293.75	528.75	0.0054	0.54
T4	1.80		0.90		114.81	206.66	0.0021	0.21
T5	1.80		0.90		116.42	209.56	0.0021	0.21
T6	1.80		0.90		113.36	204.05	0.0021	0.21
T7	1.80		0.90		123.87	222.97	0.0023	0.23
T8	1.80		0.90		122.77	220.99	0.0022	0.22
T9	1.80		0.90		129.04	232.27	0.0024	0.24
T10	1.80		0.90		127.56	229.61	0.0023	0.23
T11	1.80		0.90		141.54	254.77	0.0026	0.26

Tabella 5.22- Azione sismica trasversale: Macroelemento, parametro d_i, coefficiente δ_i, spessore medio, lunghezza macroelemento, Area macroelemento, Area macroelemento moltiplicata per il parametro d_i, valore adimensionale del taglio, taglio espresso in percentuale

MACROELEMENTO	d_i	δ_i	s_i	b_i	$A_{macroel}$	$A_{macro}*d_i$	TAGLIO	TAGLIO %
L1	1.40		0.70		823.42	1152.79	0.0509	5.09
L2	1.40		0.70		624.78	874.69	0.0386	3.86
L3	1.40		0.70		434.59	608.43	0.0269	2.69
L4	1.40		0.70		567.24	794.14	0.0351	3.51
T1	14.75	0.93	0.90	15.86	237.34	3501.05	0.1546	15.46
T2	11.51	0.73	0.90	15.86	221.73	2551.77	0.1127	11.27
T3	15.47	0.98	0.90	15.86	293.75	4543.19	0.2006	20.06
T4	7.93	0.50	0.90	15.86	114.81	910.44	0.0402	4.02
T5	7.93	0.50	0.90	15.86	116.42	923.21	0.0408	4.08
T6	7.93	0.50	0.90	15.86	113.36	898.94	0.0397	3.97
T7	7.93	0.50	0.90	15.86	123.87	982.29	0.0434	4.34
T8	7.93	0.50	0.90	15.86	122.77	973.57	0.0430	4.30
T9	9.09	0.57	0.90	15.86	129.04	1172.53	0.0518	5.18
T10	9.37	0.50	0.90	18.73	127.56	1194.60	0.0527	5.27
T11	11.07	0.59	0.90	18.73	141.54	1566.19	0.0692	6.92

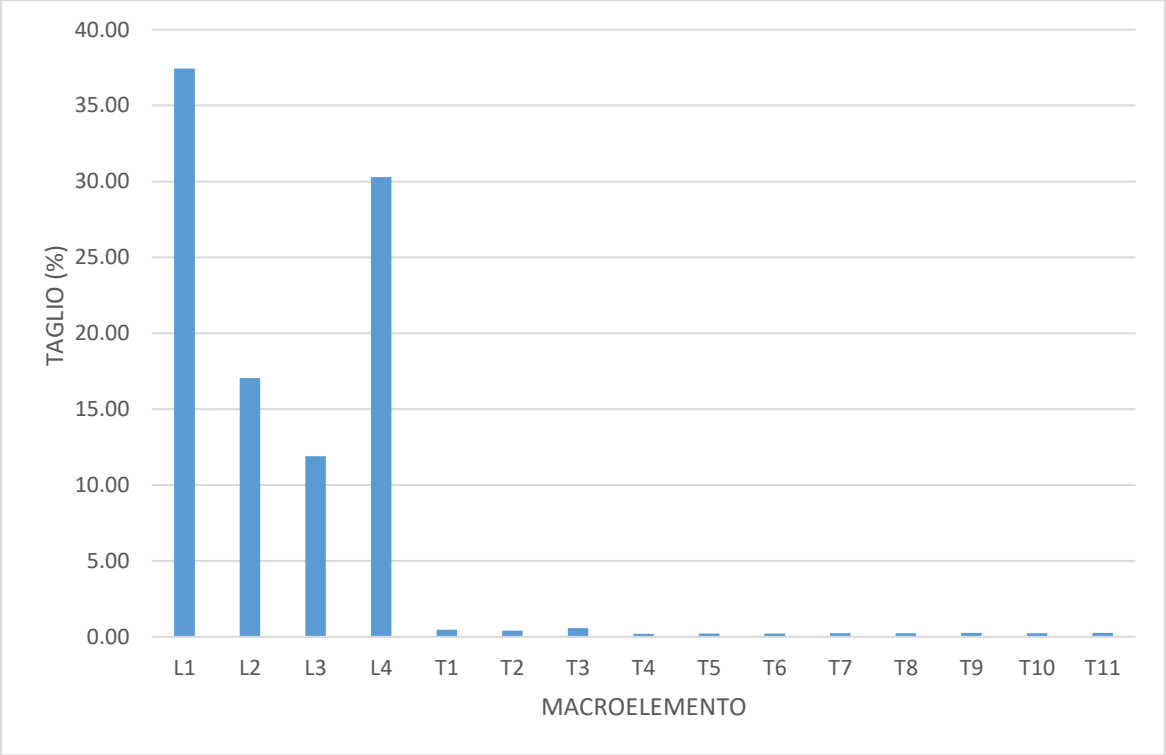

Figura 5.11.A- Istogramma: ripartizione del taglio tra i macroelementi, caso di azione sismica longitudinale

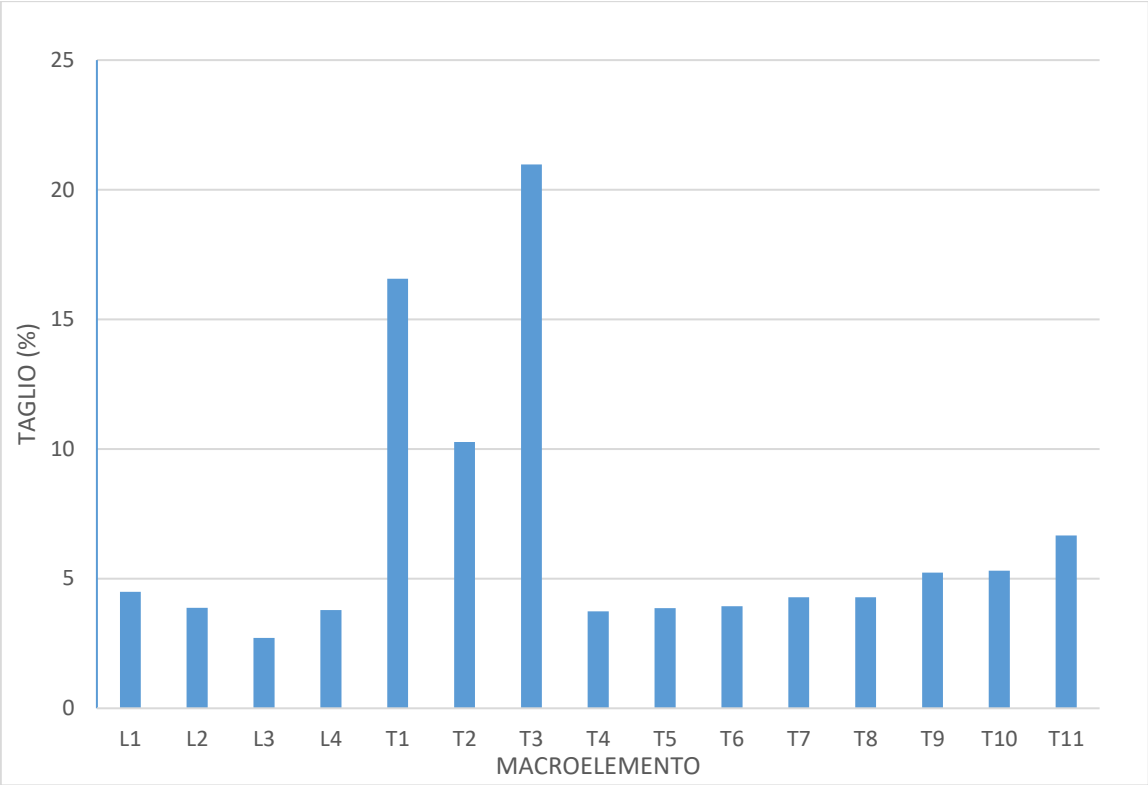

Figura 5.11.B- Istogramma: ripartizione del taglio tra i macroelementi, caso di azione sismica trasversale

Nel caso di un'azione sismica in direzione longitudinale i macroelementi che si fanno carico della maggior parte di taglio sono le due facciate perimetrali longitudinali (L1 e L4, rispettivamente 41% e 27%) poiché essere presentano meno aperture degli altri due macroelementi longitudinali (L2 e L3) che rispondono complessivamente con il 28% del taglio. Tutti i macroelementi trasversali vanno ad assorbire globalmente poco più del 3% del taglio totale.

La situazione cambia quando si considera il caso di azione sismica trasversale. Infatti, mentre nel caso precedente i macroelementi ortogonali all'azione sismica manifestavano una risposta praticamente nulla, in questo caso ciò non accade e i macroelementi longitudinali mostrano comunque una risposta non trascurabile che oscilla tra il 3% e il 6%. I macroelementi che si fanno carico della maggior parte del taglio sono T1, T2, T3 che rispondono rispettivamente con il 15%, 11% e 20%. Tutti gli altri macroelementi trasversali manifestano una risposta crescente lungo la navata partendo dal 4% fino ad arrivare al 7%

5.5 Valutazione del moltiplicatore di collasso per i macroelementi

Per valutare i meccanismi di collasso associati alle diverse parti della chiesa può essere utilizzato un moltiplicatore di collasso λ. Esso è un parametro adimensionale funzione di caratteristiche meccaniche e geometriche di ogni singolo elemento e viene calcolato tramite l'equazione 5.34 (Conti, 2018):

$$\lambda = \frac{F}{W_{tot}} \tag{5.34}$$

Dove con F si indica la forza orizzontale e con W_{tot} si indica il peso dato dagli elementi orizzontali e verticali del macroelemento considerato oltre che dalla copertura poggiante su di esso.

I macroelementi che saranno analizzati sono i seguenti:

- La facciata (meccanismi nel piano e fuori dal piano);
- Le sezioni trasversali della navata;
- Le arcate longitudinali;
- Le facciate perimetrali longitudinali;

5.5.1 La facciata

La facciata della chiesa di San Giovanni in Avigliana si colloca nella zona est della centrale piazza San Giovanni. Come già riportato in precedenza, la sua costruzione può essere ricondotta alla metà del XV secolo. Oltre ad un portale lapideo gotico, sormontato da lunetta con affresco ed abbellito con le statue di San Giovanni e San Pietro, e al rosone centrale, sono presenti 4 finestre: un'unica alta finestra a sinistra e 3 finestre sovrapposte a destra.

Figura 5.12- Facciata della chiesa di San Giovanni

I meccanismi di collasso che andremo a considerare per la facciata sono tre nel piano e due fuori dal piano (in quest'ultimo caso dovremo distinguere le situazioni di buono e cattivo ammorsamento).

5.5.1.1 Meccanismi di collasso nel piano

I meccanismi di rottura che si possono innescare nella parete sono:

- Ribaltamento;
- Taglio da scorrimento;
- Ribaltamento con formazione di una lesione centrale.

Ribaltamento

Il primo meccanismo considerato per la facciata è quello della rottura per ribaltamento mostrato in Figura 5.13.

Figura 5.13- Collasso per ribaltamento, Brandonisio 2007

Il moltiplicatore di collasso λ si ottiene tramite la formulazione già vista (Equazione 5.34).

In questo caso l'equazione da utilizzare può essere ricavata anche in un altro modo andando ad analizzare l'equilibrio alla rotazione di un semplice pannello rettangolare caricato dal peso proprio applicato nel baricentro, dal peso della copertura e da una forza orizzontale F. Lo schema da analizzare è riportato in Figura 5.14.

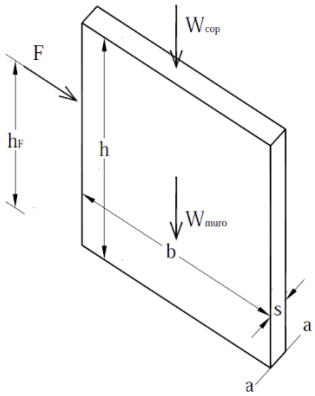

Figura 5.14- Caratteristiche geometriche della parete piena, Brandonisio 2007

Calcolando l'equilibrio alla rotazione, risulta (Brandonisio, 2007):

$$F \cdot h_f = W_{tot} \cdot \frac{b}{2} \tag{5.35}$$

Con b che rappresenta la larghezza del pannello e h_f l'altezza di applicazione della forza orizzontale F. Ricordando l'Equazione 5.34 possiamo scrivere:

$$\lambda = \frac{F}{W_{tot}} = \frac{b}{2 \cdot h_f} = \frac{1}{2 \cdot \alpha} \cdot \frac{1}{\frac{h}{b}} = \frac{1}{h/b} \cdot \chi \tag{5.36}$$

Dove $\chi = \frac{1}{2 \cdot \alpha}$, $\alpha = 0{,}5 \cdot \frac{(1+2 \cdot \beta)}{(1+\beta)}$ e $\beta = \frac{W_{cop}}{W_{muro}}$ è il rapporto tra il peso della copertura e il peso totale dell'elemento murario considerato.

Nel nostro caso la facciata non è un elemento rettangolare semplice. In linea del tutto generale la facciata di una chiesa può essere schematizzata nella seguente modo:

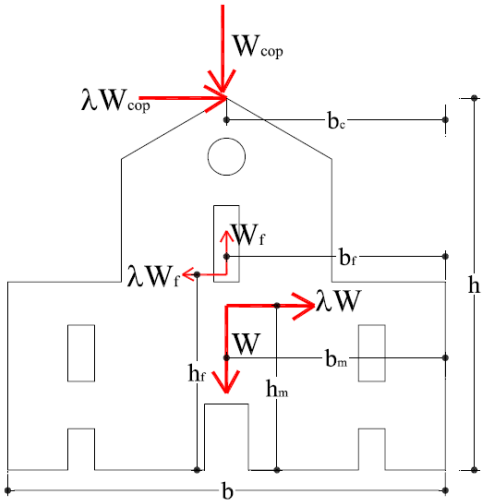

Figura 5.15- Caratteristiche geometriche di una generica facciata, Brandonisio 2007

Di conseguenza l'equazione di χ sarà modificata come mostrato nell'Equazione 5.37 (Conti, 2018):

$$\chi = \frac{\omega_m - f \cdot \omega_f + \beta \cdot \omega_c}{\beta_m - f \cdot \beta_f + \beta} \tag{5.37}$$

Con:

- $\omega_c = \frac{b_c}{b}$;
- $\beta_m = \frac{h_m}{h}$;

- $\beta_f = \frac{h_f}{h}$;
- $\omega_m = \frac{b_m}{b}$;
- $\omega_f = \frac{b_f}{b}$;
- b_c è la distanza orizzontale tra il centro di rotazione della parete e il punto di applicazione del peso della copertura;
- b è la larghezza della parete;
- h_m è la distanza verticale tra il centro di rotazione e il baricentro della parete senza fori;
- h è l'altezza massima della parete;
- h_f è la distanza verticale tra il centro di rotazione e il baricentro dell'area dei fori;
- b_f è la distanza orizzontale tra il centro di rotazione e il baricentro dell'area dei fori;
- b_m è la distanza orizzontale tra il centro di rotazione e il baricentro della parete senza fori.

I parametri $b_c, b, h_m, h, h_f,\ b_f\ e\ b_m$ sono espressi in metri.

Le considerazioni che sono state effettuate sono le seguenti:

– La facciata non risulta essere simmetrica poiché lo spigolo destro di intersezione tra il lato meridionale della chiesa e la facciata è più alto di quello sinistro e di conseguenza il calcolo del moltiplicatore di collasso sarà funzione del punto attorno al quale viene considerata la rotazione. Tuttavia, mentre a destra della chiesa è presente uno spazio vuoto (il vicolo di accesso alla casa parrocchiale), a sinistra la chiesa confina con un altro edificio. Si è scelto dunque di considerare come unico punto di rotazione quello in basso a destra.

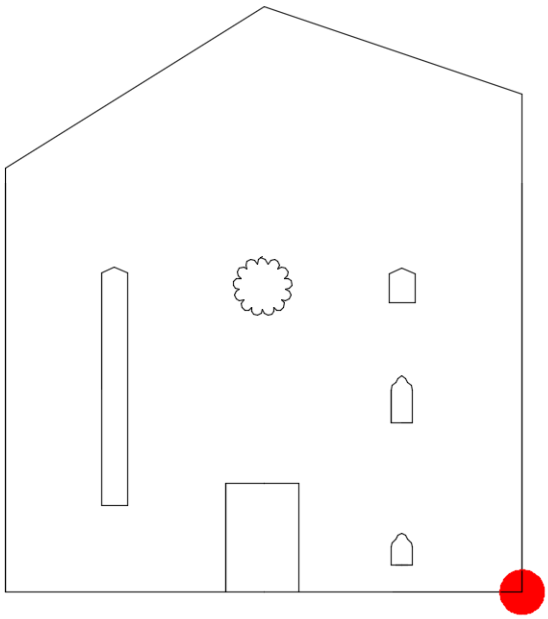

Figura 5.16- Centro di rotazione considerato.

– Per quanto riguarda il punto di applicazione del carico verticale, che coincide con il peso della copertura, esso è stato fatto coincidere con la sommità del timpano;

– Nel calcolo di β rientra il peso della copertura che in questo caso deve essere considerata come il peso dei coppi e del legno che proteggono la chiesa, andando a trascurare il peso delle volte.
  Questo è dovuto al fatto che le volte esercitano una spinta orizzontale sulla facciata e quindi un'azione fuori dal piano a differenza della spinta verticale che nel caso della rottura per ribaltamento può essere considerata come un contributo stabilizzante. Tutto ciò è dovuto al fatto che le volte scaricano il proprio peso sui pilasti presenti nell'atrio della chiesa. In definitiva, in questo caso, il peso delle volte viene considerato come stabilizzante;

Si rimanda all'Appendice 3 per il calcolo dei baricentri.

I risultati ottenuti sono raccolti nella seguente Tabella 5.23:

Tabella 5.23- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso nel piano della facciata: ribaltamento

λ	[-]	**0.93**
χ	[-]	1.06
f	[-]	0.07
β	[-]	0.024
h	[m]	18.05
b	[m]	15.86
b_c	[m]	7.93
h_m	[m]	8.19
h_f	[m]	4.71
b_m	[m]	8.16
b_f	[m]	8.92
ω_m	[-]	0.51
ω_f	[-]	0.56
ω_c	[-]	0.50
β_m	[-]	0.45
β_f	[-]	0.26

Il coefficiente **λ** ottenuto è prossimo all'unità. Tuttavia è minore di 1 e quindi il meccanismo in questione, per essere attivato, richiede un'azione orizzontale minore di quella verticale (è richiesto il 93% dell'azione verticale).
Se avessimo calcolato il moltiplicatore di collasso considerando come centro di rotazione il punto in basso a sinistra il risultato sarebbe stato grosso modo lo stesso poiché la facciata non risulta essere simmetrica ma la distribuzione delle aperture, intese come aree, è simile tra la metà destra e quella sinistra e la differenza di altezza tra lo spigolo destro e quello sinistro della facciata non è tale da produrre una modifica eccessiva dei risultati.

Taglio da scorrimento

Il meccanismo di rottura considerato è quello evidenziato in Figura 5.17.

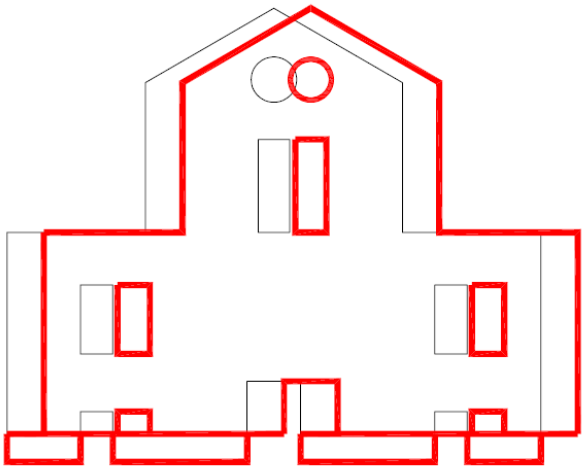

Figura 5.17: Collasso per taglio da scorrimento, Brandonisio 2007

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

$$V_t = b' \cdot s \cdot f_{vd} \tag{5.38}$$

Con:

- b' larghezza della parte compressa della parete che per semplicità andremo a considerare coincidente con la larghezza complessiva della facciata, b;
- s spessore della parete;
- $f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$ resistenza tagliante di progetto.

Per la resistenza a taglio può essere utilizzata la formulazione proposta sempre nell' ordinanza 3431:

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0{,}4 \cdot \sigma_0 \tag{5.39}$$

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

$$\sigma_0 = \frac{W_{tot}}{b' \cdot s} \tag{5.40}$$

f_{vm0} è la resistenza media a taglio che in assenza di determinazione diretta può essere assunta come:

$$f_{vm0}=\frac{f_{vk0}}{0,7} \tag{5.41}$$

Ne deriva che l'equazione per calcolare il moltiplicatore di collasso dovuto alla rottura per taglio da scorrimento sia la seguente:

$$\lambda=\frac{F}{W_{tot}}=\frac{b\prime\cdot s\cdot f_{vd}}{W_{tot}}=\frac{b\prime\cdot s\cdot f_{vd}}{(1+\beta)\cdot\Upsilon\cdot h\cdot b\cdot s}=0,4+\frac{f_{vk0}/0,7}{\sigma_0} \tag{5.42}$$

Tuttavia, come nel caso della rottura per ribaltamento, questa formulazione è valida nel caso generale di pannello rettangolare con un unico spessore. Pertanto l'equazione 5.42 va modificata con l'equazione 5.43 (Conti, 2018) che tiene conto della presenza di aperture nel pannello murario e di quote differenti:

$$\lambda=0,4+\frac{f_{vm0}\cdot(1-\Xi)}{(1+\beta)\cdot\Upsilon\cdot h_{med}\cdot(1-f)} \tag{5.43}$$

In cui:

- Ξ è il rapporto tra la somma delle aperture a quota 0 (nel nostro caso del portale) e la lunghezza di base;
- h_{med} è l'altezza media della facciata, calcolata come area divisa per la lunghezza di base;
- f è il coefficiente già introdotto in precedenza, calcolato come rapporto tra l'area dei fori e l'area totale del macroelemento.

Per quanto riguarda la resistenza a taglio essa risulta:

$$f_{vm0}=\frac{f_{vk0}}{0,7}=\frac{0,7f_{vm}}{0,7}=f_{vm} \tag{5.44}$$

f_{vm} coincide con τ_0, cioè la resistenza media a taglio della muratura che è già stata valutata in precedenza nel Capitolo 3 e nel caso della facciata vale *6,0 N/cm*^{2}.

Come nel meccanismo di rottura precedente per W_{cop} (presente nella formulazione di β) andremo a considerare solo il peso del legno e dei coppi e non quello delle volte poiché anche in questo caso risulta essere stabilizzante. Il valore del coefficiente β sarà lo stesso del meccanismo precedente poiché W_{cop} e W_{muro} sono invariati.

Resta da stabilire l'area di influenza della copertura che scarica sulla facciata e le parti di volta da considerare per la facciata.

Per quanto riguarda l'area di influenza della copertura è stata considerata quella indicata in Figura 5.18.

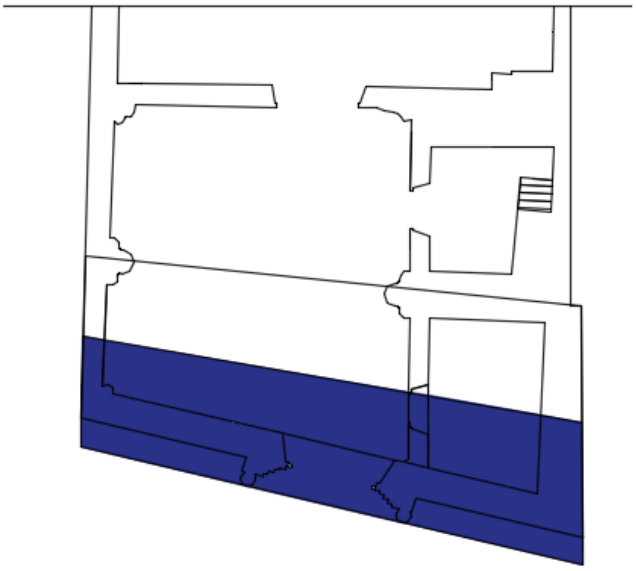

Figura 5.18: Area di influenza della copertura considerata

Dove come lunghezza si è considerata la lunghezza complessiva della facciata, mentre come profondità si è considerata la distanza tra l'estremità della copertura e il punto medio in direzione longitudinale della prima campata.

Gli spicchi di volta da considerare per la facciata sono: una parte della volta a crociera della prima campata e la volta a botte vicina alla torre campanaria. In Figura 5.19 sono evidenziate le parti di volta considerate:

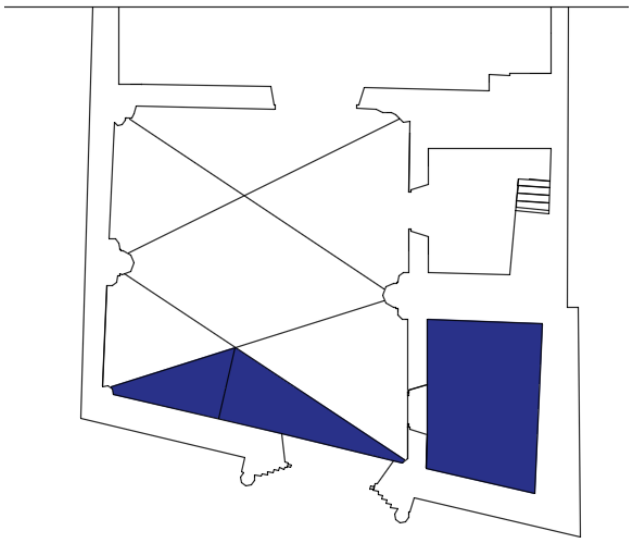

Figura 5.19: Parti di volte considerate

Il risultato ottenuto applicando l'equazione 5.43 del moltiplicatore λ è il seguente:

Tabella 5.24- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso nel piano della facciata: taglio da scorrimento

f_{vm0}	[MPa]	0.076
Ξ	[-]	0.14
f	[-]	0.07
Υ_m	[kN/m^3]	19
h_{med}	[m]	14.97
β	[-]	0.02
λ	[-]	**0.65**

Si può notare come il collasso dovuto al taglio per scorrimento nella facciata può essere prodotto da una forza orizzontale pari al 65% del carico dato dalla copertura e dalla parete muraria della facciata.

In Appendice 3 sono riportati i valori dei pesi della muratura, delle volte e della copertura.

Ribaltamento con formazione di una lesione centrale

L'ultimo meccanismo di collasso nel piano considerato per l'elemento facciata è sempre quello del ribaltamento ma ipotizzando la formazione di una lesione centrale come evidenziato in Figura 5.20. La lesione verticale compare al centro poiché questa è la zona di maggior debolezza poiché sono presenti le aperture del portone d'accesso e del rosone. Questo meccanismo avviene principalmente nelle facciate alte che presentano grandi aperture.

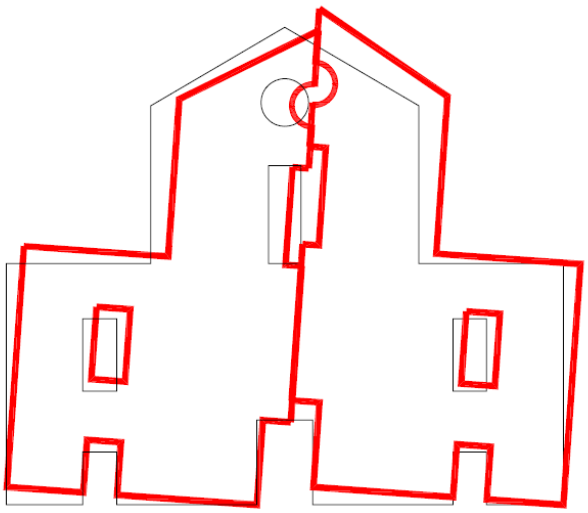

Figura 5.20: Collasso per ribaltamento con formazione di una lesione centrale, Brandonisio 2007

In questo caso l'espressione del moltiplicatore di collasso è simile a quella già vista per il ribaltamento (Equazione 5.36). La differenza riguarda alcuni parametri poiché ora stiamo

considerando solo metà facciata ed andiamo a considerare anche il contributo stabilizzante delle tensioni tangenziali distribuite lungo la lesione verticale.

I parametri come il peso della copertura, i punti di applicazione delle forze ecc. sono tutti riferiti a metà facciata. Inoltre in questo caso sono stati considerati 2 centri di rotazione, uno per ogni metà della facciata. Lo schema di calcolo è rappresentato in Figura 5.21, mentre in Figura 5.22 sono riportati i centri di rotazione considerati.

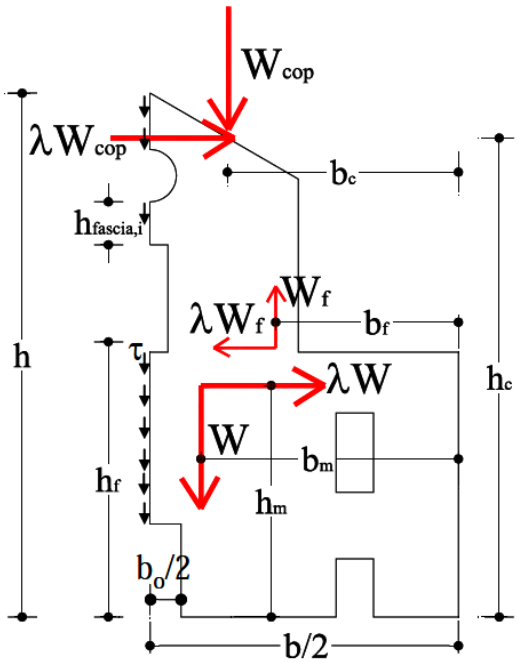

Figura 5.21: Caratteristiche geometriche della facciata nel collasso per ribaltamento con lesione centrale, Brandonisio 2007

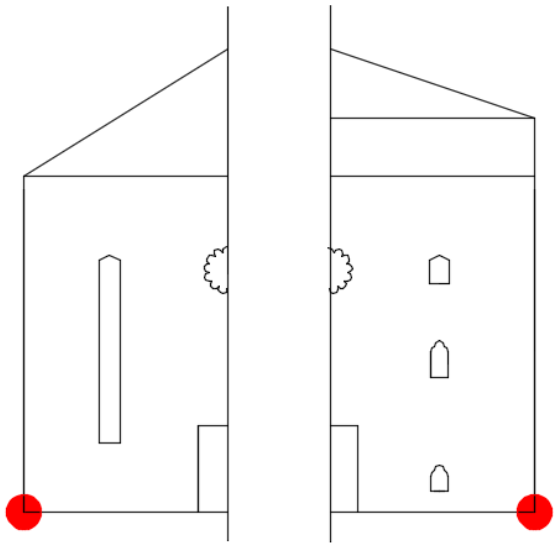

Figura 5.22: centri di rotazione considerati: per la metà sinistra della facciata il centro di rotazione è il punto in basso a sinistra mentre per la metà destra della facciata il centro di rotazione è il punto in basso a destra.

Il coefficiente χ da utilizzare nella 5.34 è riportato nell'equazione 5.45 (Conti 2018).

$$\chi = \frac{\omega_m - f \cdot \omega_f + \beta \cdot \omega_c + \frac{\tau_k \sum_i h_{fascia,i}}{\Upsilon \cdot A_{tot,facciata}}(1-\xi)}{2 \cdot (\beta_m - f \cdot \beta_f + \beta \cdot \beta_c)} \tag{5.45}$$

Rispetto alle equazioni precedenti alcuni termini sono stati modificati:

- $\omega_c = \frac{b_c}{\frac{b}{2}}$;
- $\omega_m = \frac{b_m}{\frac{b}{2}}$;
- $\omega_f = \frac{b_f}{\frac{b}{2}}$;

Inoltre sono presenti nuovi termini:

- $\beta_C = \frac{h_C}{h}$ con h_C=punto di applicazione del peso della copertura, in questo caso non coincide con h poiché viene presa in considerazione solo metà facciata;
- $\xi = \frac{b_0}{b}$ dove b_0 è la larghezza del portone d'accesso;
- $h_{fascia,i}$ sono le altezze di fascia di muratura piena presenti nella mezzeria della facciata;
- τ_k è la resistenza a taglio caratteristica della muratura;

Infine le formulazioni di β_m e β_f sono rimaste le stesse di prima.

I calcoli riferiti ai parametri geometrici sono riportati in Appendice 3.

I risultati ottenuti sono i seguenti:

Tabella 5.25- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso nel piano della facciata: ribaltamento con formazione di una lesione centrale, centro di rotazione in basso a sinistra

λ	[-]	**0.52**
χ	[-]	0.59
h	[m]	18.05
b/2	[m]	7.93
b	[m]	15.86
β	[-]	0.024
f	[-]	0.07
h_m	[m]	7.83
b_m	[m]	4.32
b_c	[m]	5.95
h_f	[m]	5.42
b_f	[m]	5.48
β_f	[-]	0.300
β_m	[-]	0.434
ω_f	[-]	0.691
ω_m	[-]	0.545

h_c	[m]	16.77
ω_c	[-]	0.750
β_c	[-]	0.929
b_0	[m]	2.25
ξ	[-]	0.142
τ_k	[MPa]	0.06
γ	[kN/m^3]	19
$\Sigma h_{fascia,i}$	[m]	13.03
$A_{tot,facc}$	[m^2]	255.18

Tabella 5.26- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso nel piano della facciata: ribaltamento con formazione di una lesione centrale, centro di rotazione in basso a destra

λ	[-]	**0.41**
χ	[-]	0.47
h	[m]	18.05
$b/2$	[m]	7.93
b	[m]	15.86
β	[-]	0.024
f	[-]	0.07
h_m	[m]	9.24
b_m	[m]	4.14
b_c	[m]	5.43
h_f	[m]	4.96
b_f	[m]	6.51
β_f	[-]	0.275
β_m	[-]	0.512
ω_f	[-]	0.821
ω_m	[-]	0.522
h_c	[m]	17.12
ω_c	[-]	0.685
β_c	[-]	0.948
b_0	[m]	2.25
ξ	[-]	0.142
τ_k	[MPa]	0.06
γ	[kN/m^3]	19
$\Sigma h_{fascia,i}$	[m]	13.03
$A_{tot,facc}$	[m^2]	255.18

Come nel caso del collasso per ribaltamento e per taglio da scorrimento, il moltiplicatore di collasso risulta minore di 1 sia per la metà destra della facciata che per quella sinistra.

Il comportamento migliore è quello della parte sinistra della facciata poiché il valore di λ è maggiore rispetto alla parte destra. Ciò è dovuto al fatto che la facciata non risulta simmetrica,

come già riportato in precedenza, e la parte sinistra è quella dove il rapporto altezza/base è più basso. Poiché λ è inversamente proporzionale a tale rapporto, il moltiplicatore di collasso risulterà maggiore per la parte sinistra della facciata.

Nella seguente tabella andiamo a confrontare i valori ottenuti per il moltiplicatore di collasso riferiti a meccanismi nel piano della facciata.

Tabella 5.27- Tabella riassuntiva: moltiplicatore di collasso per i meccanismi nel piano della facciata

Meccanismo di collasso	λ
Ribaltamento	0,93
Taglio da scorrimento	0,65
Ribaltamento con formazione di una lesione centrale, semi-facciata di sinistra	0,52
Ribaltamento con formazione di una lesione centrale, semi-facciata di destra	0,41

Appare subito evidente che tutti i valori sono minori dell'unità e solo nel caso del meccanismo di collasso per ribaltamento il valore si avvicina ad 1 risultando quindi il meccanismo la cui attivazione risulta più improbabile. I valori più bassi si riscontrano per il meccanismo corrispondente al ribaltamento con formazione di una lesione verticale nella sezione di mezzeria (dove sono presenti le aperture del portone d'accesso e del rosone): 0.52 per la parte sinistra della facciata e 0.41 per quella destra. È proprio quest'ultimo meccanismo quello da valutare con più attenzione poiché la forza orizzontale che ne provoca l'attivazione è pari a circa la metà del carico verticale. Il caso intermedio si verifica per il collasso dovuto allo scorrimento per taglio dove il coefficiente λ assume un valore di 0,65.

5.5.1.2 Meccanismi di collasso fuori dal piano

I meccanismi di rottura che si possono innescare fuori dal piano della facciata sono:

- Ribaltamento globale;
- Ribaltamento del timpano con formazione di una cerniera orizzontale;
- Ribaltamento del timpano con formazione di cerniere oblique.

Come riportato nell'OPCM 3431 del 2005 (Allegato 11.C, pp. 128-129), le verifiche nei confronti dei meccanismi locali di danno e collasso fuori dal piano possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, attraverso l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

L'espressione utilizzata per calcolare i moltiplicatori di collasso è simile a quella dei meccanismi di collasso nel piano con la sola differenza che al posto della larghezza della parete ne viene considerato lo spessore (Conti, 2018):

$$\lambda = \frac{1}{h/s} \cdot \chi \tag{5.46}$$

Dove con *h* è indicata l'altezza della parete, *s* è lo spessore della parete.

La differenza rispetto ai meccanismi di collasso nel piano, risiede nel fatto che in questo caso andranno valutate due ipotesi diverse:

- facciata con buon ammorsamento con le pareti longitudinali;
- facciata con cattivo ammorsamento con le pareti longitudinali.

La distinzione deve essere effettuata poiché nella nostra analisi non si hanno a disposizioni elementi per valutare il grado di efficacia dei sistemi che garantiscono l'ammorsamento tra la facciata e le pareti longitudinali.
Il meccanismo di ribaltamento globale in presenza di buon ammorsamento può essere influenzato dalla qualità delle pareti longitudinali oltre che dalla presenza di aperture nelle pareti stesse.

Ribaltamento globale della facciata

Tale meccanismo prevede il distacco di tutta la facciata dai muri perimetrali trasversali e la conseguente rotazione attorno alla lesione orizzontale che si viene a creare alla base dell'elemento.

Si andranno a distinguere le situazioni di buono e cattivo ammorsamento.

Ribaltamento globale per facciata con buon ammorsamento con le pareti laterali

Nel caso di buon ammorsamento con le pareti laterali il ribaltamento non interesserà solo la facciata ma anche una parte delle pareti trasversali come riportato in Figura 5.23.

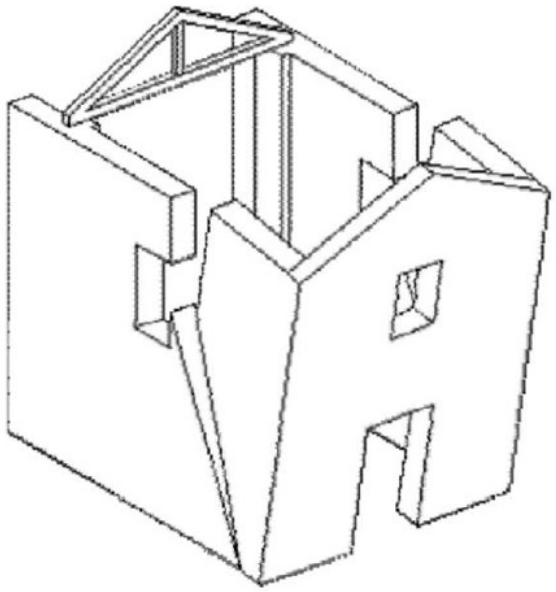

Figura 5.23- Meccanismo di ribaltamento globale della facciata in presenza di buon ammorsamento

Come già anticipato, tale meccanismo, oltre ad essere influenzato dalla qualità delle pareti longitudinali, dipende dalla presenza di aperture nelle pareti stesse. Tali aperture possono infatti condizionare notevolmente la geometria e le dimensioni del cuneo che provoca il ribaltamento.

L'equazione utilizzata per calcolare il coefficiente χ, che sarà poi inserito nella formulazione per ricavare il corrispondente moltiplicatore di collasso è la seguente (Conti, 2018):

$$\chi = 0{,}5 \cdot \frac{1-f+\beta-\frac{H_{cop}}{W_{muro}}\cdot\frac{h_c}{s/2}+\left[\sum_{i=1}^{3}\frac{h_i^2\cdot tg\psi_i}{A_{tot}}\cdot\frac{k_i\cdot s_1'}{s}\cdot\left(1+\frac{2}{3}\cdot h_i^2\cdot tg\psi_i\right)\right]}{\beta_m-f\cdot\beta_f+\beta+\frac{1}{3}\cdot\sum_{i=1}^{3}\frac{h_i^2\cdot tg\psi_i}{A_{tot}}\cdot\frac{k_i\cdot s_i'}{s}} \tag{5.47}$$

Dove:

- ψ_i è l'angolo formato dalla diagonale del cuneo che ribalta con la verticale, esso aumenta all'aumentare della qualità muraria;
- k_i sono i coefficienti associati alle diverse pareti murarie che compongono la facciata e assumono valori differenti a seconda delle arcate longitudinali o dei muri perimetrali che confluiscono trasversalmente su di esse
- $\beta_f = \frac{h_f}{h_{max}}$;
- $h_f = \frac{\sum_i A_{fi}\cdot h_{fi}}{A_{fori}}$ con A_{fori} che rappresenta la somma delle aree vuote della facciata;
- $f = \frac{A_{fori}}{A_{tot}}$ con A_{tot} che rappresenta l'area totale della facciata compresi i fori;
- $\beta_m = \frac{h_m}{h_{max}}$ con h_m= altezza media della facciata calcolata con la seguente formula:

$$h_m = \frac{b_2\cdot\frac{h_2^2}{2}+\frac{1}{2}\cdot b_2\cdot h^*\cdot(h_{max}-\frac{2}{3}\cdot h^*)}{A_{tot}} \tag{5.48}$$

- $\beta = \frac{W_{cop}}{W_{muro}}$ con $W_{muro} = s \cdot \Upsilon \cdot A_{tot}$;

h_c è l'altezza del punto di applicazione del carico della copertura e deve essere valutato in maniera diversa da prima poiché l'azione delle volte non è più stabilizzante come nel caso dei meccanismi nel piano della facciata. In questo caso l'azione delle volte è considerata come una forza inclinata e non solo verticale. Sara proprio la componente orizzontale, prima trascurata, che provocherà il meccanismo ora analizzato.
Sarà dunque necessario andare a calcolare un baricentro tra i punti di applicazione della copertura (coppi e legno) e delle volte ed andare a calcolare la spinta orizzontale che agisce.

s è lo spessore della parete. In questo caso viene considerato uno spessore equivalente valutato come spessore medio della muratura. Per definire tale spessore si è valutato la pianta della chiesa di San Giovanni considerando anche le irregolarità e le colonne dell'atrio.
Nel calcolo del coefficiente λ il valore di *h* da utilizzare è l'altezza massima della parete.

In Tabella 5.28 si riporta il risultato ottenuto nel caso di buon ammorsamento.

Tabella 5.28- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso fuori dal piano della facciata: Ribaltamento globale per facciata con buon ammorsamento con le pareti laterali

λ	[-]	**0.78**
χ	[-]	15.62
A_{tot}	[m^2]	255.18
β_f	[-]	0.31
f	[-]	0.07
β_m	[-]	0.42
s	[m]	0.9
W_{muro}	[kN]	4058.69
H_{cop}	[kN]	12.81
β	[-]	0.044
h_c	[m]	14.15
h	[m]	18.05
h_1	[m]	13.05
h_2	[m]	15.30
ψ_1	[-]	0.10
ψ_2	[-]	0.10
s'_1	[m]	0.90
s'_2	[m]	0.90

Si rimanda all'Appendice 3 per i dati relativi ai parametri che entrano in gioco.

Ribaltamento globale per facciata con cattivo ammorsamento con le pareti laterali

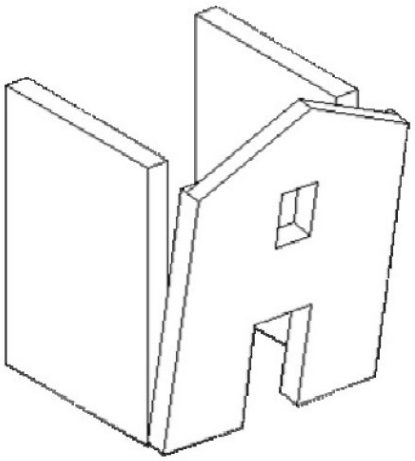

Figura 5.24- Meccanismo di ribaltamento globale della facciata in presenza di cattivo ammorsamento

In questo caso l'espressione del coefficiente χ sarà la seguente (Conti, 2018):

$$\chi = 0{,}5 \cdot \frac{1-f+\beta-\frac{H_{cop}}{W_{muro}}\cdot\frac{h_c}{s_2/2}}{\beta_m-f\cdot\beta_f+\beta} \tag{5.49}$$

Essa è data da un equilibrio di forze: il peso della copertura, il peso della facciata, la forza orizzontale e il peso "fittizio" dei vuoti.

La formula appare semplificata rispetto al caso di buon ammorsamento poiché non compaiono i termini relativi agli angoli dei cunei di spinta dato che il ribaltamento riguarda solo la facciata e non le pareti longitudinali. I coefficienti β_f, h_f, f, β , β_m, h_c, ed s assumono lo stesso significato di prima.

I risultati sono forniti nella seguente tabella.

Tabella 5.29 Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso fuori dal piano della facciata: Ribaltamento globale per facciata con cattivo ammorsamento con le pareti laterali

λ	[-]	**0.05**
χ	[-]	0.99
f	[-]	0.07
β	[-]	0.044
H_{cop}	[kN]	12.81
W_{muro}	[kN]	4058.69
h_c	[m]	14.15
s	[m]	0.9
β_m	[-]	0.419
β_f	[-]	0.31

Confrontando i risultati ottenuti si può notare come entrambi i valori siano inferiori all'unità ma nel caso di buon ammorsamento tra facciata e pareti longitudinali il valore è molto più alto rispetto alla situazione di cattivo ammorsamento.

Ribaltamento del timpano con formazione di una cerniera orizzontale

In questo caso avviene una rotazione fuori dal piano della parte sommitale della facciata: il timpano (evidenziato in Figura 5.25). Si viene a formare una cerniera cilindrica in corrispondenza dello stacco del timpano dal resto della facciata.

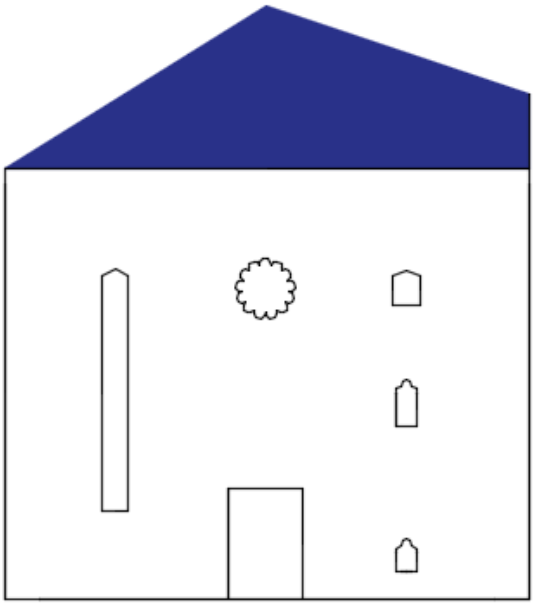

Figura 5.25- Timpano

Per questo cinematismo non viene effettuata la distinzione tra buono e cattivo ammorsamento poiché il grado di ammorsamento non influisce nel meccanismo considerato.

L'equazione utilizzata per calcolare il coefficiente χ da inserire nella 5.34 è la seguente (Conti, 2018):

$$\chi = 0{,}5 \cdot \frac{1+\beta-\frac{H_{cop}}{W_{muro}} \cdot \frac{h_*}{s/2}}{0{,}33+\beta} \tag{5.50}$$

Tutti i termini sono riferiti al timpano (h_* è l'altezza del timpano) e sono valutati in Appendice 3.

Nella Tabella 5.30 è riportato il risultato.

Tabella 5.30- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso fuori dal piano della facciata: Ribaltamento del timpano con formazione di una cerniera orizzontale

λ	[-]	**0.11**
χ	[-]	0.81
β	[-]	0.28
H_{cop}	[kN]	12.81
W_{muro}	[kN]	641.2
$s_{timpano}$	[m]	0.7
h_*	[m]	4.92
W_{cop}	[kN]	168.76

Ribaltamento del timpano con formazione di cerniere oblique

L'ultimo meccanismo che riguarda la facciata prevede il ribaltamento del timpano con formazione di cerniere oblique ed interessa una regione maggiore del caso precedente. Tale meccanismo prevede la formazione di lesioni inclinate che partono dagli spigoli della facciata e raggiungono il rosone.

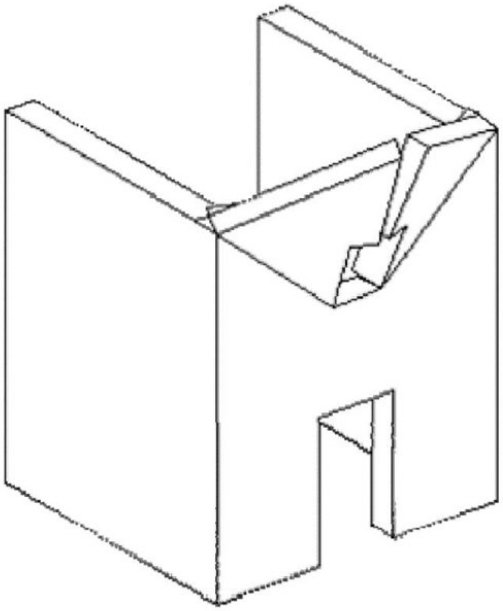

Figura 5.26- meccanismo di ribaltamento del timpano con formazione di cerniere oblique

Nel nostro caso l'area da considerare va a coinvolgere l'estremità del rosone e viene riportata in Figura 5.27.

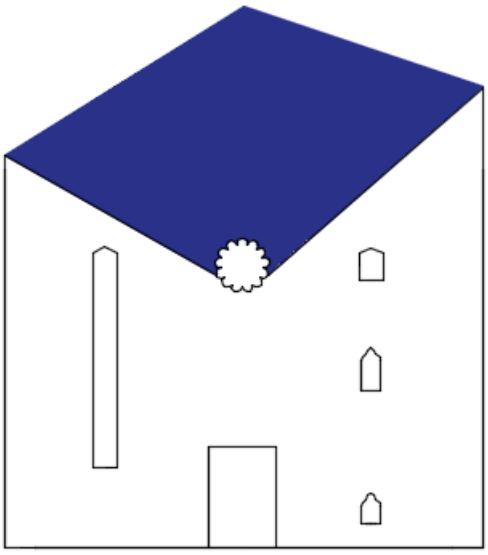

Figura 5.27- Area del timpano interessata dal ribaltamento

Come nel caso precedente non viene effettuata una distinzione tra buono e cattivo ammorsamento poiché anche qui il grado di ammorsamento non influisce nel meccanismo considerato.

In questo caso l'espressione del coefficiente χ sarà la seguente (Conti, 2018):

$$\chi = 0{,}5 \cdot \frac{1 - f + \beta - \frac{H_{cop}}{W_{muro}} \cdot \frac{\bar{h}}{s/2}}{0{,}5 - f \cdot \beta_f + \beta} \tag{5.51}$$

I parametri sono tutti riferiti all'area evidenziata in Figura 5.27. $\bar{h}$ è l'altezza complessiva dell'area considerata.

Il parametro f vale: $f = \frac{h_a \cdot b_a}{\bar{h} \cdot b}$ dove h_a e b_a sono rispettivamente il raggio e il diametro del foro.

Nella seguente tabella sono riportati i risultati.

Tabella 5.31- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso fuori dal piano della facciata: Ribaltamento del timpano con formazione di cerniere oblique

λ	[-]	**0.08**
χ	[-]	1.02
β	[-]	0.12
H_{cop}	[kN]	12.81
W_{muro}	[kN]	976.62
$s_{timpano}$	[m]	0.7
h_{sopr}	[m]	9.51
f	[-]	0.023
β_f	[-]	0.19
W_{cop}	[kN]	168.76
h_a	[m]	1.85
b_a	[m]	1.85
b	[m]	15.86
h^*	[m]	4.92

5.5.2 Le sezioni trasversali sulla navata

L'analisi semplificata delle sezioni trasversali della navata può essere effettuata andando a suddividere le sezioni trasversali in due categorie:

- Quella con comportamento ad arco;
- Quelle con comportamento a portale multicampata.

Tra i macroelementi individuati al Paragrafo 5.4 quelli che appartengono al gruppo delle sezioni trasversali sono T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8, T9, T10 e T11. Essi sono tutti riconducibili ad un comportamento ad arco poiché la chiesa di San Giovanni è costituita da un'unica navata. Lo schema geometrico generale per andare ad analizzare le sezioni trasversali sarà dunque quello riportato in Figura 5.28.

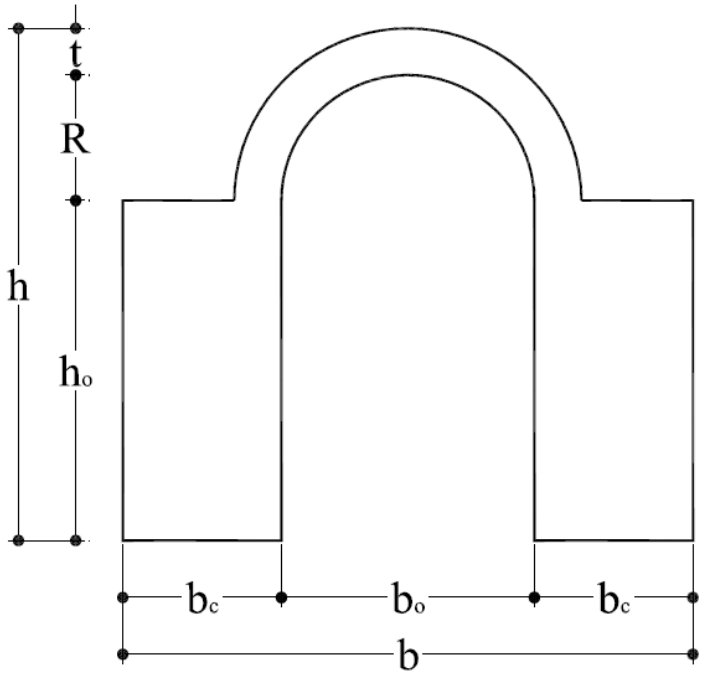

Figura 5.28- Geometria considerata per la sezione trasversale della navata, Brandonisio 2007

La formulazione da usare in questo caso per calcolare il coefficiente χ, che compare nella 5.34, è la seguente (Conti, 2018):

$$\chi = \frac{1-\xi}{4\cdot(1-\beta_t)} \cdot \left[1 + \frac{\frac{\pi}{2}\cdot\beta_t(\xi+\beta_t\cdot\frac{h}{b})}{(1-\xi)\cdot\left(1-\frac{\xi}{2\cdot\frac{h}{b}}\right)+\frac{\pi}{2}\cdot\beta_t\cdot(\xi+\beta_t\cdot\frac{h}{b})}\right] \cdot \left(0.1 + \frac{1-\xi}{\xi}\right) \qquad (5.52)$$

Dove $\xi = \frac{b_0}{b}$ e $\beta_t = \frac{t}{h}$.

Nel nostro caso le sezioni T4, T5, T6, T7, T8, T9, T10, T11 sono praticamente identiche tra di loro ed infatti, come si è visto dal grafico della ripartizione traversale dell'azione sismica, la percentuale assorbita da ciascun elemento è pressoché la stessa. I macroelementi T2 e T3 sono quelli che considerano il campanile ed il loro comportamento è difficilmente rappresentabile sia con lo schema ad arco che con quello a portale multicampata.

Si è deciso di andare a considerare come sezione trasversale di riferimento la sezione T4 che è stata riportata in Figura 5.29.

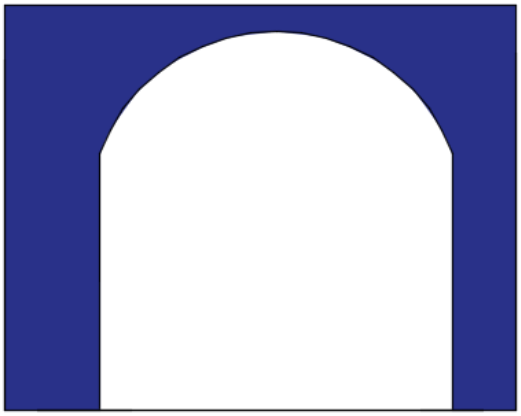

Figura 5.29- Sezione trasversale T4

In Appendice 3 sono riportati tutti i dati geometrici utilizzati nel calcolo del moltiplicatore di collasso.

Di seguito, in Tabella 5.32 si riporta il risultato ottenuti.

Tabella 5.32- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso riguardante le sezioni trasversali sulla navata

λ	[-]	**0.07**
χ	[-]	0.06
h	[m]	12.74
β_t	[-]	0.07
ξ	[-]	0.69
b	[m]	15.86
b_0	[m]	10.99
b_c	[m]	2.44
t	[m]	0.90

Il risultato ottenuto è paragonabile ai moltiplicatori di collasso per i meccanismi fuori dal piano della facciata mentre è molto inferiore a quelli ottenuti per i meccanismi nel piano della facciata. Si può dunque affermare che le sezioni trasversali della navata resistono per un'azione orizzontale inferiore al 7% di quella verticale

5.5.3 Le arcate longitudinali

Nel nostro caso le arcate longitudinali individuate sono i macroelementi L2 e L3. Essi risultano molto simili tra di loro ad eccezione della presenza del campanile nell'arcata L2. Si è scelto di andare ad analizzare il macroelemento L3 che è stato riportato in Figura 5.30.

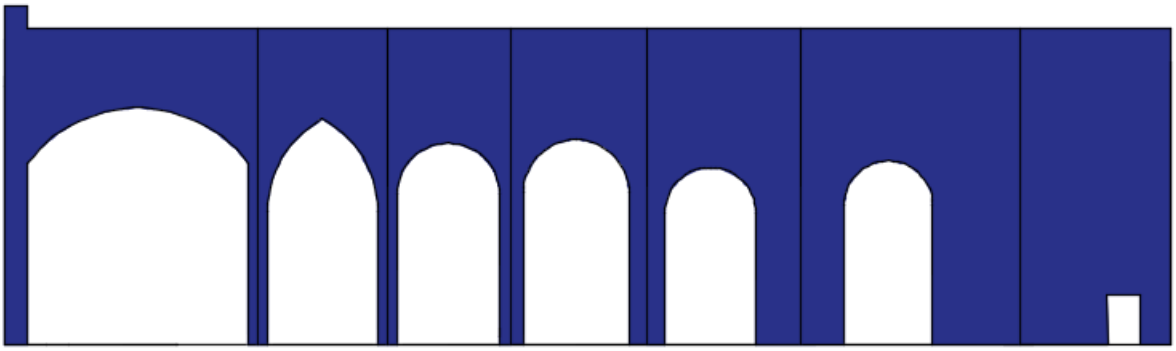

Figura 5.30- Sezione longitudinale L3

A differenza del caso precedente, qui lo schema da considerare è quello del comportamento a portale multicampata rappresentato in Figura 5.31.

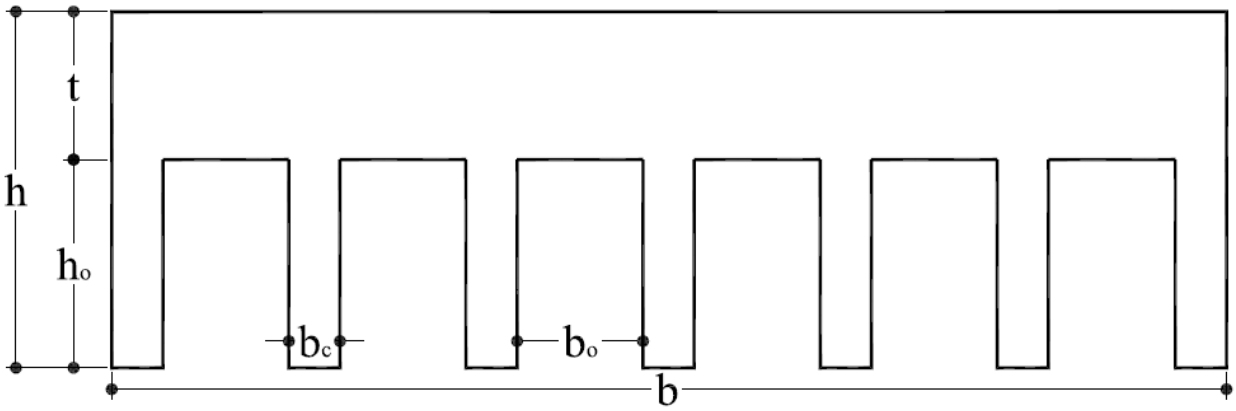

Figura 5.31- Geometria considerata per la sezione longitudinale, Brandonisio 2007

Il coefficiente χ da utilizzare nella 5.34 è riportato nell'Equazione 5.53 (Conti, 2018).

$$\chi = \frac{(n-1)\cdot[1-(n-1)\cdot\xi]\cdot\xi}{n\cdot f}\cdot\frac{\left[1-0.5\cdot f\cdot\left(1+\frac{1}{(n-1)\cdot\xi}\right)\right]}{1-f+\beta} \tag{5.53}$$

Dove:

- $\beta = \frac{W_{cop}}{W_{muro}}$ cioè il rapporto tra il peso proprio della copertura e il peso proprio della sezione in muratura;
- $f = (n-1)\frac{b_0 \cdot h_0}{b \cdot h}$ con b_0 e h_0 sono state indicate le dimensioni degli spazi aperti;
- $\xi = \frac{b_0}{b}$;
- n= numero di aperture.

È necessario andare a valutare uno schema medio poiché le altezze e le luci dei fori sono diverse. Per la valutazione dello schema medio si faccia riferimento all'Appendice 3. Per calcolare β è necessari andare a valutare l'area di influenza della copertura in legno e coppi sul macroelemento L3. Essa è stata evidenziata nella seguente figura.

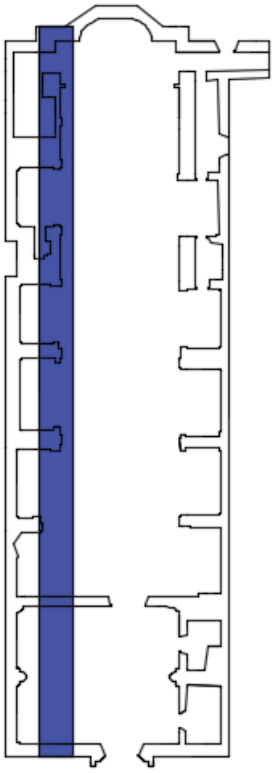

Figura 5.32- Rappresentazione in pianta dell'area di influenza della copertura in legno e coppi sul macroelemento L3

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 5.33.

Tabella 5.33- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso riguardante le arcate longitudinali.

λ	[-]	**0.18**
χ	[-]	0.05
β	[-]	0.02

h	[m]	13.65
n	[-]	7
ξ	[-]	0.12
b	[m]	45.06
f	[-]	0.46
h_0	[m]	9.08
b_0	[m]	5.34
W_{cop}	[kN]	239.59
W_{muro}	[kN]	11377.40

Particolarmente rilevante è il valore assunto dal coefficiente β. Un valore così basso (0.02) è dovuto al fatto che l'arcata longitudinale possiede una struttura particolarmente lunga e massiccia ed è caratterizzata da un peso specifico molto diverso tra la muratura e la copertura in coppi e legno.

Anche in questo caso, come per le sezioni trasversali della navata, il moltiplicatore di collasso ottenuto è molto basso ma è comunque grande più di due volte del caso precedente. In questo caso si può ottenere un danneggiamento del macroelemento se l'azione orizzontale supera il 18% dei carichi verticali dati dai pesi.

5.5.4 Le facciate longitudinali perimetrali

Gli ultimi elementi da analizzare sono le facciate perimetrali longitudinali e quindi i macroelementi L1 ed L4 riportati nelle seguenti figure.

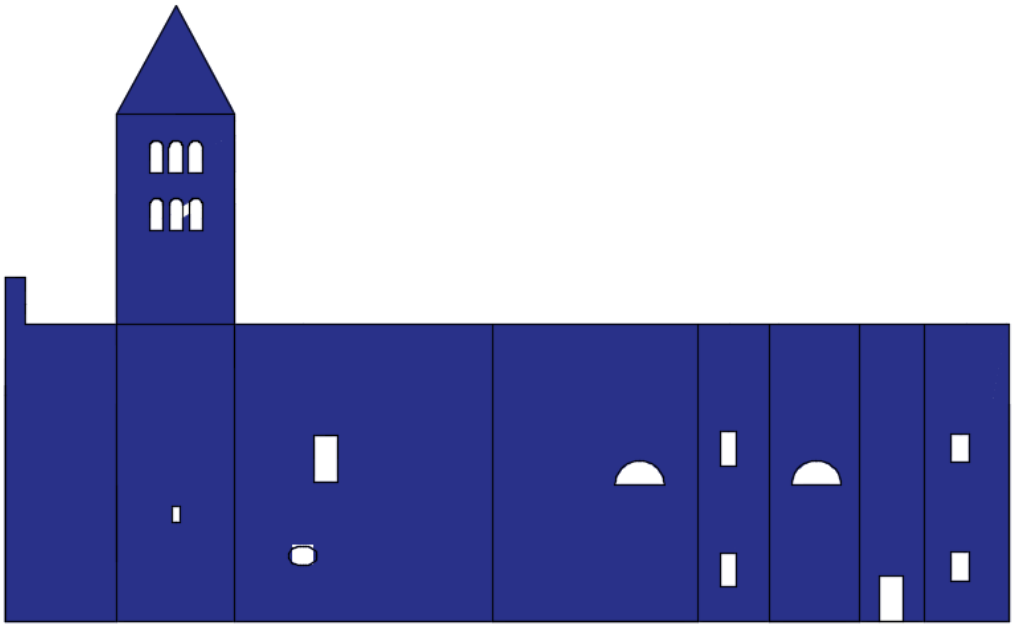

Figura 5.33.A- Sezione longitudinale L1

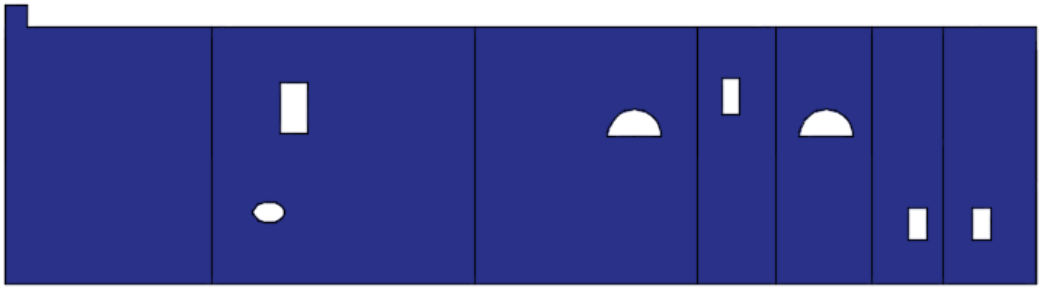

Figura 5.33.B- Sezione longitudinale L4

Nel caso dei prospetti longitudinali i meccanismi da analizzare sono diversi dai meccanismi di piano per la facciata. Infatti nel caso della facciata abbiamo considerato il ribaltamento globale e il ribaltamento con formazione di una lesione verticale ma tali meccanismi difficilmente si attiveranno nelle facciate longitudinali a causa del loro sviluppo significativo in direzione orizzontale. L'unico meccanismo che consideriamo sia per la facciata che per i prospetti longitudinali è quello legato al taglio, poiché esso dipende dal materiale che è lo stesso nei due casi.

Oltre alla rottura a taglio andremo a considerare anche un altro meccanismo: il ribaltamento della parte superiore del campanile riportato in Figura 5.34 (tale meccanismo sarà ovviamente valutato solo per il macroelemento L1 poiché il macroelemento L4 non comprende il campanile).

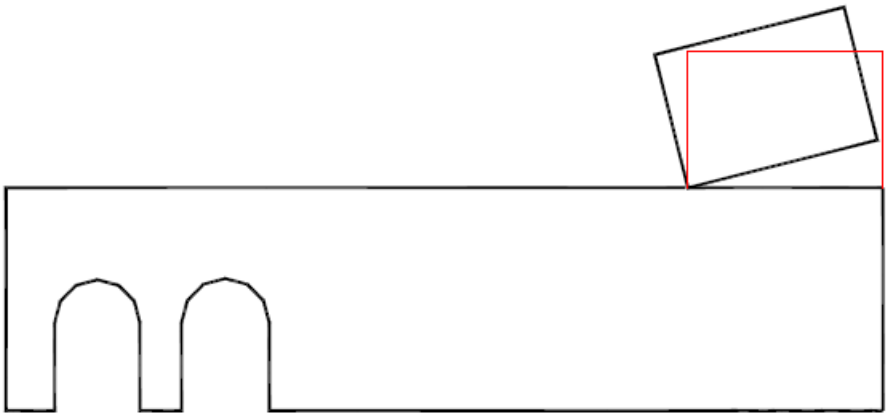

Figura 5.34- Meccanismo di collasso considerato per la facciata longitudinale perimetrale: ribaltamento del pannello alto, Brandonisio 2007

Rottura a taglio

In questo caso l'espressione da utilizzare è la stessa già vista per la facciata (Equazione 5.43):

$$\lambda = 0{,}4 + \frac{f_{vm0} \cdot (1-\Xi)}{(1+\beta) \cdot \Upsilon \cdot h_{med} \cdot (1-f)} \tag{5.54}$$

Dove:

- Ξ è il rapporto tra la somma delle aperture a quota 0 e la lunghezza di base;
- h_{med} è l'altezza media della facciata, calcolata come $A_{tot,macro}/b$;
- f è il rapporto tra l'area dei fori e l'area totale del macroelemento;

L'area di influenza della copertura è riportata nella Figura5.35.

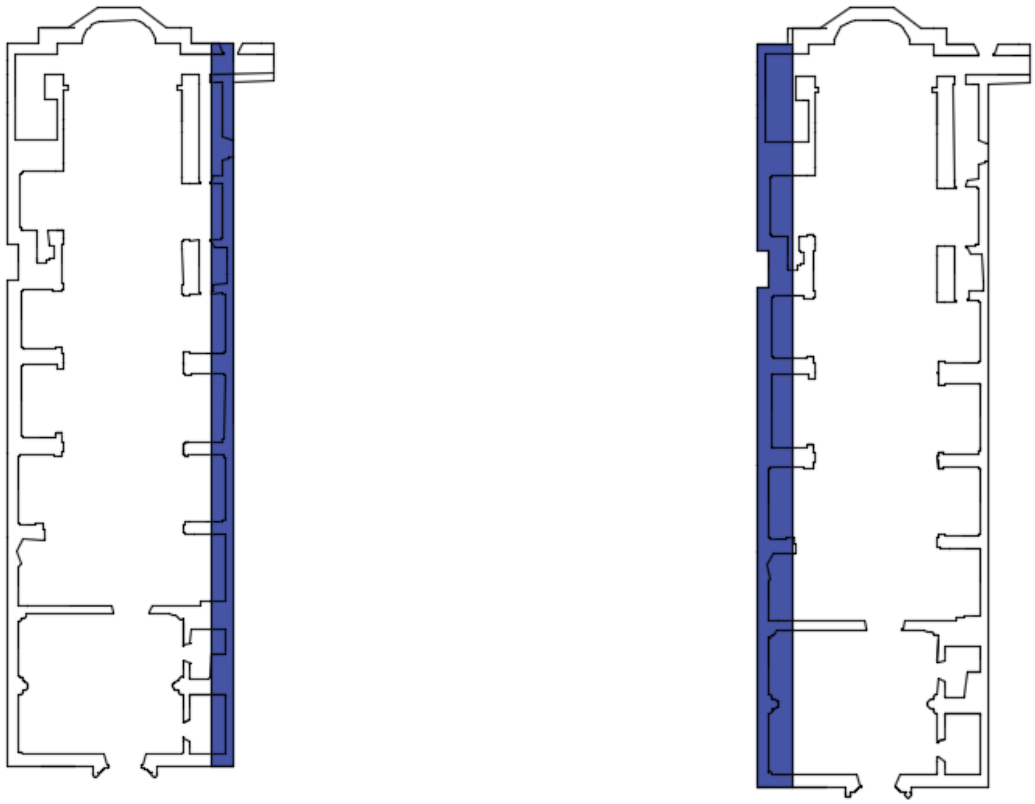

Figura 5.35- Rappresentazione in pianta dell'area di influenza della copertura per il macroelemento L1 (a sinistra) e L4 (a destra)

Il calcolo di tutti i parametri viene definito e valutato in Appendice 3.

In Tabella 5.34 e 5.35 si riporta il risultato per i due macroelementi.

Tabella 5.34- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso riguardante le facciate longitudinali perimetrali: rottura a taglio, macroelemento L1

λ	[-]	**0.65**
f	[-]	0.03
β	[-]	0.04

γ	[kN/m^3]	19
h_{med}	[m]	16.62
Ξ	[-]	0.025
f_{vm0}	[MPa]	76

Tabella 5.35- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso riguardante le facciate longitudinali perimetrali: rottura a taglio, macroelemento L4

λ	[-]	**0.73**
f	[-]	0.03
β	[-]	0.08
γ	[kN/m^3]	19
h_{med}	[m]	12.02
Ξ	[-]	0
f_{vm0}	[MPa]	76

Il caso più sfavorevole è quello del prospetto L1 poiché esso, avendo un numero maggiore di aperture, mostra un valore del moltiplicatore di collasso minore. Tuttavia tali valori sono più alti di quelli ottenuti per le arcate longitudinali e le sezioni trasversali sulla navata e sono paragonabili ai risultati ottenuti per la facciata, dove i meccanismi si attivavano per valori del carico orizzontale pari a circa il 60÷90% del carico verticale agente.

Rottura per ribaltamento della parte superiore del pannello alto

L'unico elemento considerato in questo caso è il prospetto L1 poiché tale meccanismo riguarda la torre campanaria.

Il meccanismo in esame si attiva quando si viene a creare una lesione nella zona dove avviene il cambio di altezza tra la facciata longitudinale e il campanile.

L'equazione utilizzata in questo caso è la seguente (Conti, 2018):

$$\lambda = \frac{1}{\frac{(h2-h1)}{b2}} \cdot \chi \tag{5.55}$$

Dove

- $\chi = \frac{1+\beta}{1+2\cdot\beta}$ con β che è sempre il rapporto tra il peso della copertura e quello del muro;
- $h1$ è l'altezza del pannello;
- $h2$ è l'altezza del campanile;
- $b2$ è la larghezza del campanile.

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 5.36.

Tabella 5.36- Riassunto dei valori per il meccanismo di collasso riguardante le facciate longitudinali perimetrali: rottura a taglio, macroelemento L4

λ	[-]	**0.41**
χ	[-]	0.96
β	[-]	0.04
h_1	[m]	15.05
h_2	[m]	29.12
b_2	[m]	6.04

Il risultato ottenuto è più basso del meccanismo di rottura per taglio.

Nella seguente tabella vengono raccolti tutti i moltiplicatori di collasso ottenuti.

Tabella 5.37- Moltiplicatori di collasso ottenuti per i vari meccanismi analizzati

Meccanismo di collasso	**λ [-]**
Facciata: Ribaltamento	0,93
Facciata: Taglio da scorrimento	0,65
Facciata: Ribaltamento con formazione di una lesione centrale, semi-facciata di sinistra	0,52
Facciata: Ribaltamento con formazione di una lesione centrale, semi-facciata di destra	0,41
Facciata: Ribaltamento globale, buon ammorsamento	0,78
Facciata: Ribaltamento globale, cattivo ammorsamento	0,05
Facciata: Ribaltamento del timpano con formazione di una cerniera orizzontale	0,11
Facciata: Ribaltamento del timpano con formazione di cerniere oblique	0,08
Sezioni trasversali sulla navata	0,07
Arcate longitudinali	0,18
Facciate longitudinali perimetrali: Rottura a taglio, L1	0,65
Facciate longitudinali perimetrali: Rottura a taglio, L4	0,73
Facciate longitudinali perimetrali: Rottura per ribaltamento della parte superiore del pannello alto	0,41

6. Analisi globale

L'ultimo capitolo del presente lavoro consiste nell'andare ad analizzare la chiesa San Giovanni in Avigliana mediante il software di calcolo Midas effettuando un confronto tra due modelli: un modello completo ed uno semplificato.

6.1 Analisi agli elementi finiti della chiesa

6.1.1 Costruzione del modello geometrico

La modellazione e la realizzazione della mesh è stata effettuata mediante il software Midas FX+. Tramite tale software è infatti possibile creare il modello della costruzione dal punto di vista geometrico e produrre la mesh considerando che è possibile importare la geometria da diversi tipi di file tra cui AutoCAD, DXF, IGES ecc.

In Midas FX+ possono essere creati vari oggetti seguendo una certa gerarchia: partendo vai singoli punti, cioè i vertici, fino ad arrivare ai "compound" cioè a gruppi di entità indipendenti passando per curve, superfici e solidi. Un riassunto della gerarchia degli oggetti è rappresentata nella seguente figura.

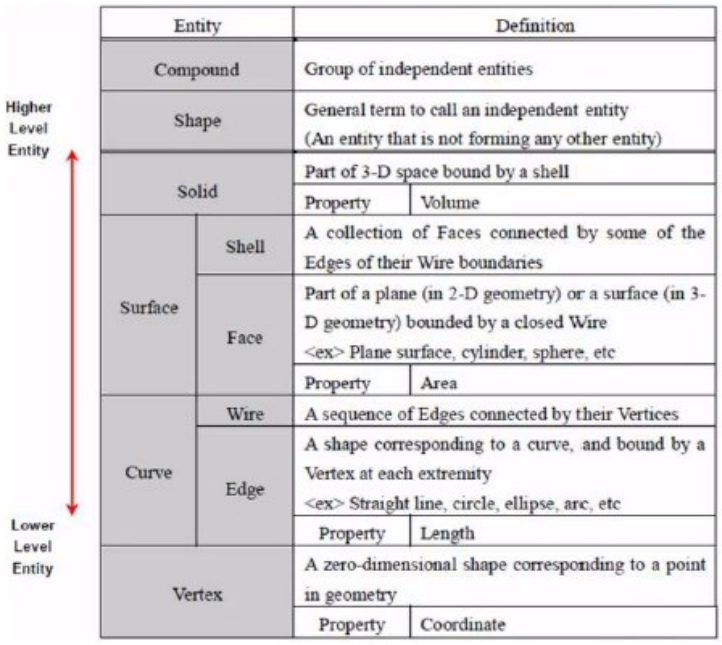

Figura 6.1- Gerarchia degli oggetti in Midas FX+

Nel nostro caso si è partiti da un modello iniziale realizzato in AutoCAD e poi importato su Midas FX+ dove sono stati inseriti alcuni dettagli ed è stata realizzata la mesh. In Figura 6.2 è riportato il modello realizzato in Autocad.

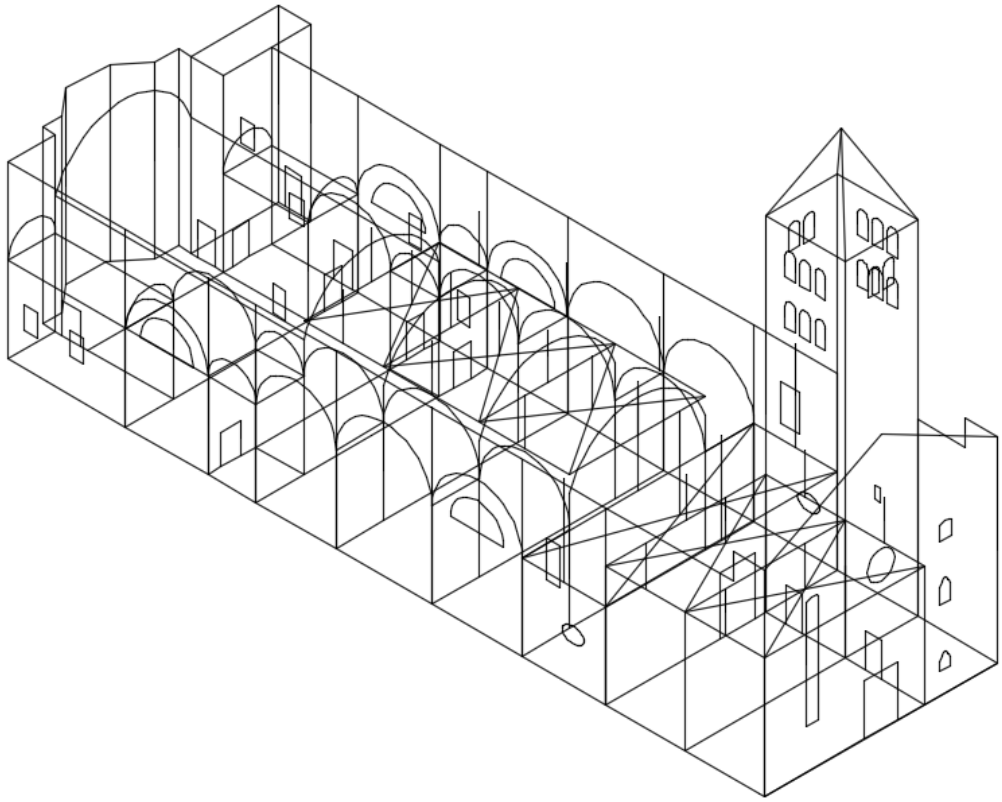

Figura 6.2- Modello generale iniziale realizzato in AutoCAD e importato in Midas FX+

Successivamente, tramite il programma Midas FX+ sono state realizzate alcune parti più complesse come le volte a botte ed in particolare le volte a crociera.

Il passo successivo è stato quello di realizzare le superfici e in questa fase sono stati utilizzati 3 comandi diversi contenuti nel gruppo "surface":

- Plane face;
- NURBS face;
- Sweep.

Tramite "Plane Face" (Geometry > Surface > Create > Plane Face) sono state realizzate superfici piane bidimensionali andando a selezionare le linee del contorno entro le quali verrà creata la superficie considerando che non ci sono restrizioni per il numero di linee selezionate purché i bordi siano chiusi e non si sovrappongano. Il valore della tolleranza, che serve a verificare che le linee appartengano allo stesso piano, è stato lasciato invariato: 1e-008.

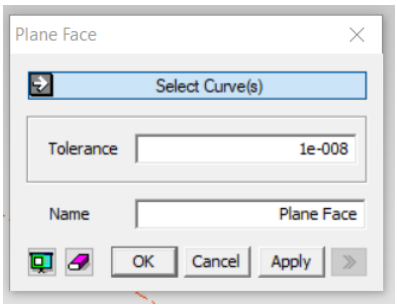

Figura 6.3 Impostazioni per creare una "Plane Face"

Gli altri due comandi, NURBS Face e Sweep, sono stati utilizzati per creare le volte. Per le volte a botte è stato utilizzato il comando Sweep (Geometry > Generator Feature > Sweep). Tale comando permette infatti di estrudere un profilo lungo la direzione di una curva andando a selezionare il profilo che si vuole estrudere e la linea guida, cioè quella direzione nella quale si vuole ottenere la superficie. Nel nostro caso come profilo da estrudere è stato selezionato l'arco mentre la linea guida è la lunghezza della volta. Tutte le altre impostazioni sono quelle di default.

In Figura 6.4.A e B è riportato un esempio di creazione di una volta a botte.

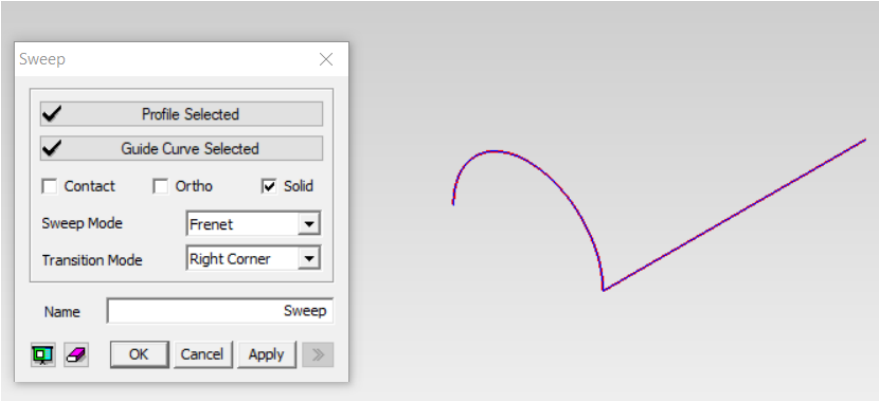

Figura 6.4.A- Impostazioni selezionate per creare una volta a botte

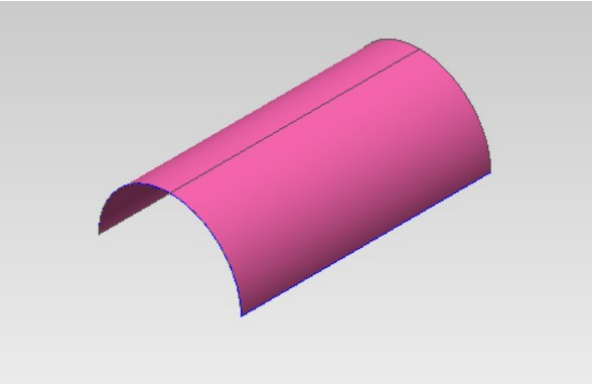

Figura 6.4.B- Creazione della volta a botte

Il terzo comando utilizzato per creare le superfici è il comando NURBS Face (Geometry > Surface > Create > NURBS Face). Con questo comando possono essere realizzate superfici curve tridimensionali andando a riempire una forma chiusa delimitata da un certo numero di bordi. Tale superficie può essere creata in tre modi diversi:

- Select Boundary Edge(s), selezionando cioè i bordi di contorno entro le quali realizzare la superficie. Non ci sono limitazioni riguardo al numero di bordi che possono essere selezionati purché non si sovrappongano e creino una linea chiusa;

- Select Tangent Bdry Edge(s), questa opzione serve a mantenere la continuità della curvatura per le face contigue;

- Select Inner Constraint(s), in questo caso la curvatura della superficie può essere controllata inserendo un vincolo e la superficie creata comprenderà tale vincolo.

Le altre impostazioni da controllare sono Degree, Max Degree, Max Segment, Points on Curve e Curvature Tollerance. Degree è il grado della superficie. Bisogna considerare che la curvatura della superficie è funzione di questo valore: quando impostiamo il valore 1 otteniamo una faccia piana, mentre più alto è il numero del grado e maggiore sarà il grado di curvatura. Normalmente il valore più appropriato è 3, ma dipende anche dal numero di bordi selezionati. Ad esempio se i bordi del contorno sono linee semplici o archi allora può essere utilizzato anche il valore 2. Nel nostro caso è stato utilizzato sempre il valore 3. Le restanti impostazioni (Max Degree, Max Segment, Points on Curve e Curvature Tollerance) non sono state modificate poiché i valori impostati di default dal programma sono quelli consigliati per una "normale modellazione".

Il primo passo per creare una volta a crociera è realizzare la geometria tramite linee ed archi. Nella seguente figura è riportata la geometria di una delle volte della navata.

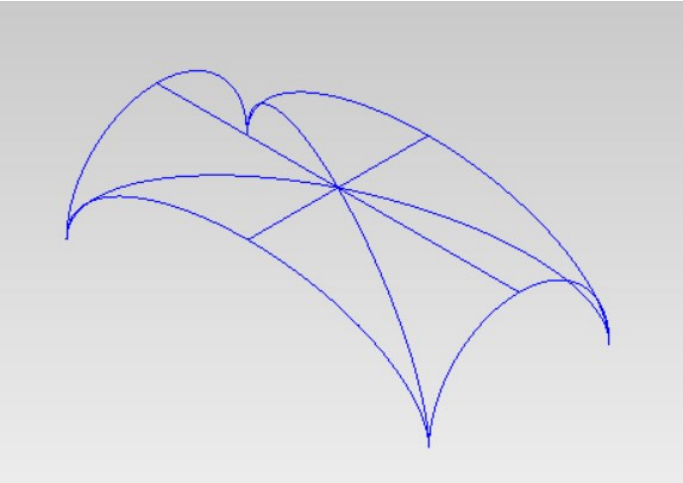

Figura 6.5- Geometria di una volta a crociera

L'impostazione utilizzata per creare la volta a crociera è "Select Boundary Edge(s)" e per ognuno degli 8 spicchi che formano una volta a crociera cono stati selezionati i 3 lati del contorno. In definitiva ogni volta a crociera sarà realizzata da 8 NURBS Face.

In Figura 6.6.A e B sono riportati le immagini prese dal programma per realizzare la volta a crociera.

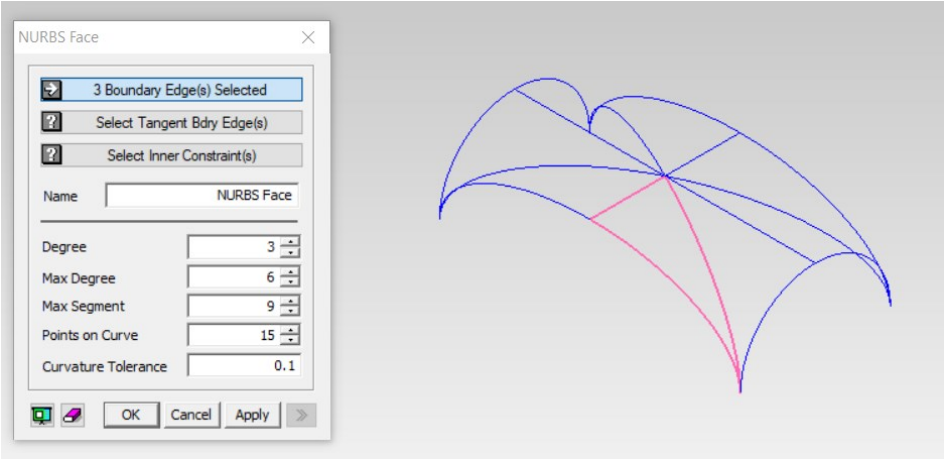

Figura 6.6.A- Impostazioni selezionate per realizzare uno spicchio della volta a crociera

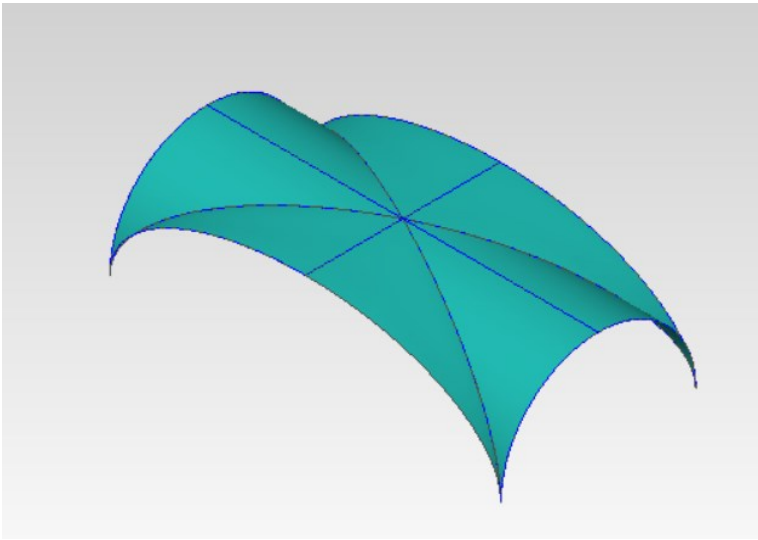

Figura 6.6.B- Creazione della volta a crociera

A questo punto è però sorto un problema che ci ha poi spinto a realizzare anche un secondo modello, semplificato. Infatti nella realizzazione delle NURBS Face la superficie create tenderà a seguire il più fedelmente possibili i contorni selezionati ma alla fine i lati che saranno creati non andranno mai a coincidere totalmente con le linee di partenza poiché le NURBS Face vengono create con una certa approssimazione. Nasce dunque un problema poiché siamo andati a creare una volta a crociera con 8 NURBS Face ma i lati in comune tra due spicchi contigui non sempre coincidono, anzi quasi sempre tendono a discostarsi nella zona dove la superficie varia velocemente. Un esempio è riportato in Figura 6.7.

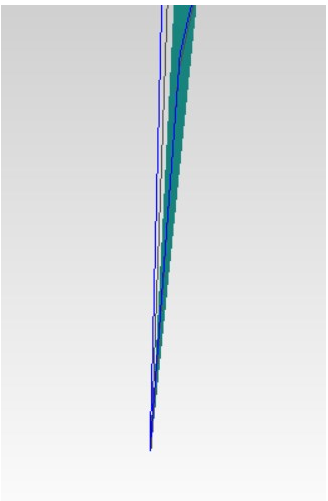

Figura 6.7 – Problemi nella realizzazione della NURBS Face

Come si può notare dalla Figura 6.7 c'è una certa distanza tra la geometria di partenza (in blu), selezionata per creare la NURBS Face, e la NURBS Face effettivamente creata (in verde). Per ovviare a questo problema si è cercato in primo luogo di creare il secondo spicchio a partire dal bordo della NURBS Face creata in precedenza, senza utilizzare le linee geometriche di partenza. In questo modo si crea una serie di spicchi continui che poi potranno essere "cuciti per realizzare la mesh.

Il passo successivo è stato quello di creare le aperture nelle superfici realizzate. Tale operazione è stata svolta con il comando Trim Surface by Curve (Geometry > Surface > Trim by Curve) che consente di realizzare dei fori in una superficie andando a selezionare:

- la superficie dove realizzare l'apertura;
- la curva, che rappresenta il bordo del foro;
- eventualmente la direzione di proiezione della curva nella superficie se la curva non appartiene alla superficie. Tale direzione può essere impostata attraverso un asse, un vettore, ecc..

Un esempio di questa operazione è riportato in Figura 6.8.A e B dove è mostrata la realizzazione delle aperture del rosone della facciata

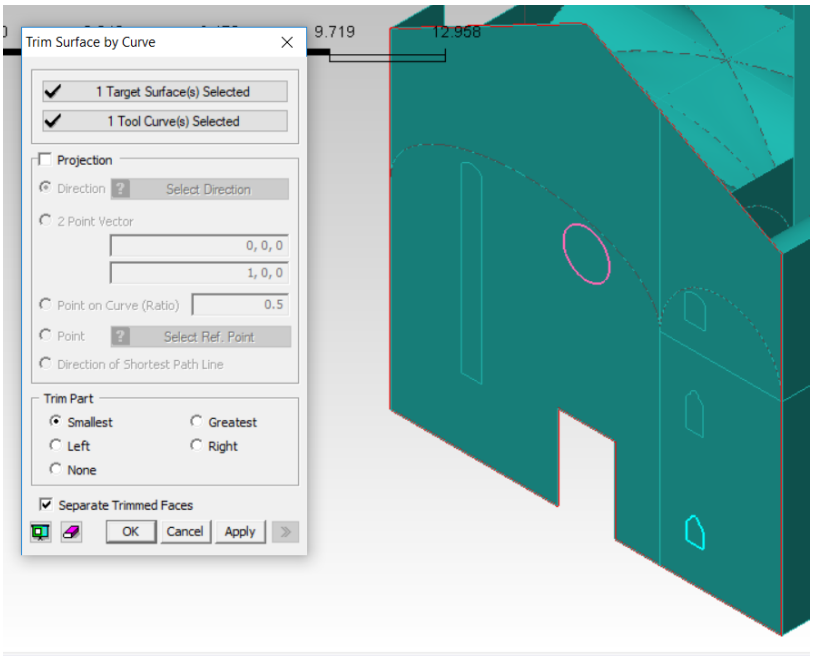

Figura 6.8.A – Impostazioni selezionate per creare l'apertura corrispondente al rosone

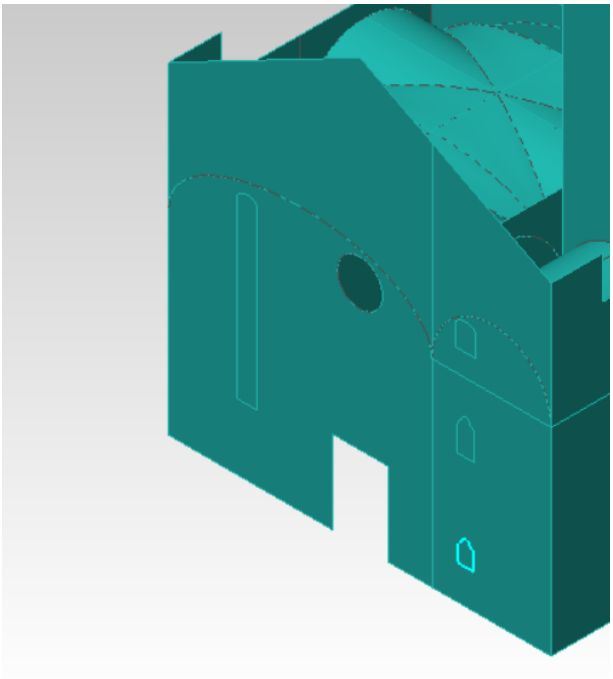

Figura 6.8.B – Creazione dell'apertura corrispondente al rosone

Dopo aver realizzato tutte le aperture il modello ottenuto su Midas FX+ è il seguente (Figura 6.9)

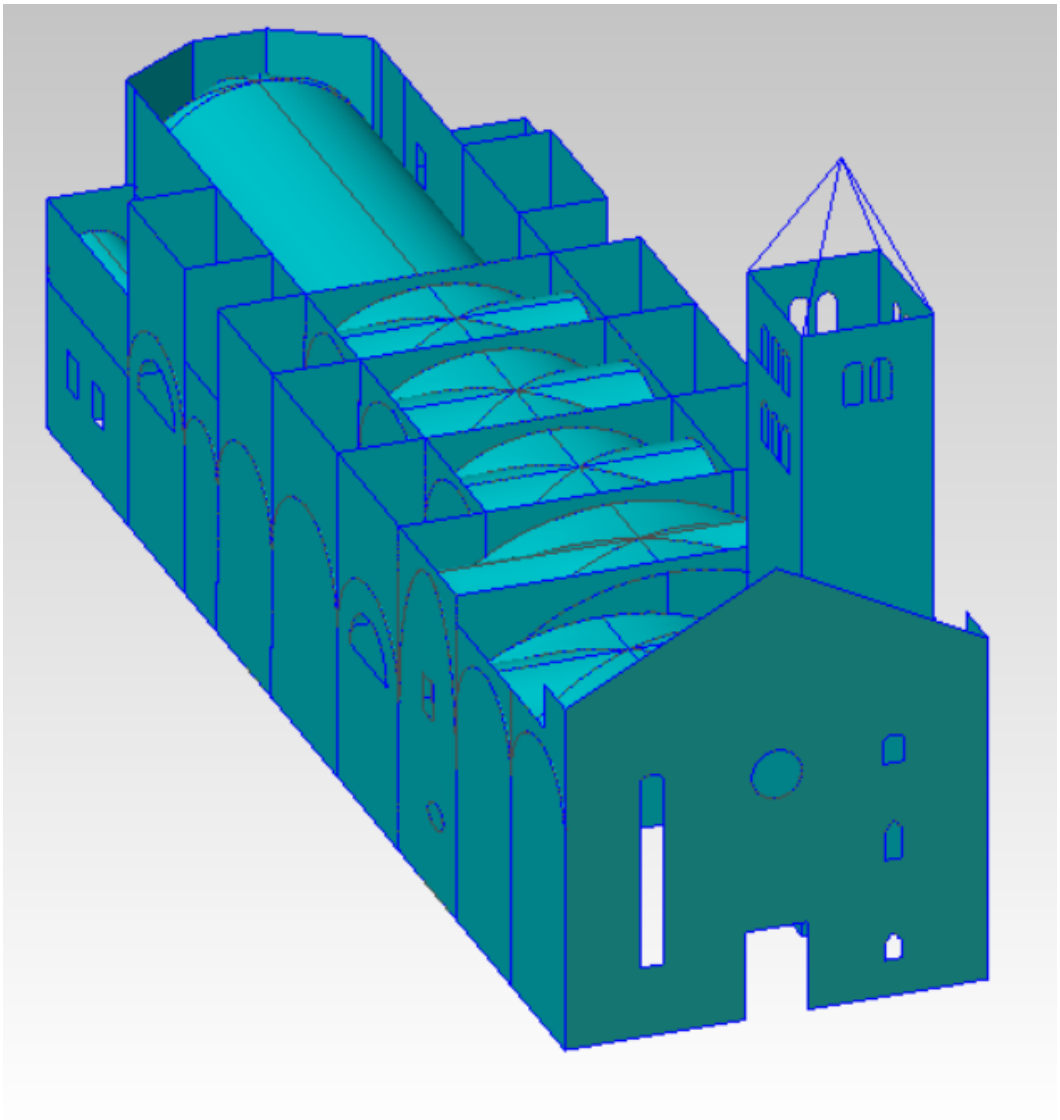

Figura 6.9 – Modello realizzato con Midas FX+

Il modello così realizzato è composto da 629 curve e 192 superfici come si può vedere in Figura 6.10 dove è riportato il menu a tendina di Midas FX+.

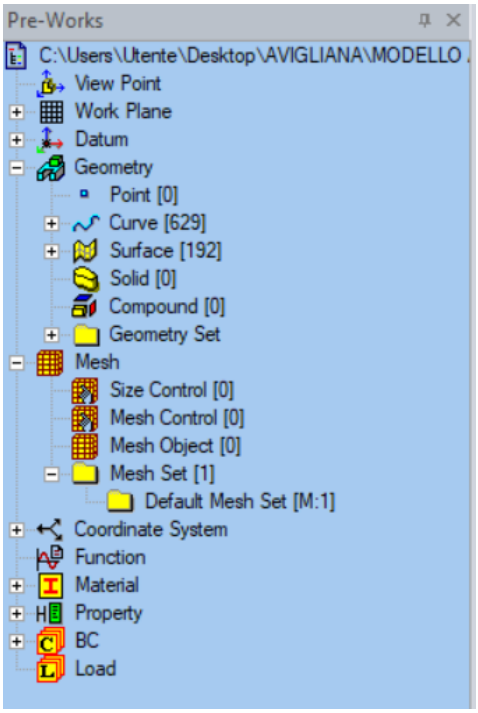

Figura 6.10 – Menu a tendina di Midas FX+

Prima di passare a realizzare la mesh è stato necessario andare a "cucire" tra loro tutte le superfici in maniera tale che la mesh risulti congruente e quindi nodi tra elementi adiacenti coincidano. I comandi utilizzati per questa operazione sono 2: Sew Surface e Fuse Surface.

Il comando Sew (Geometry > Surface > Sew) permette di creare un guscio unico formato da superfici indipendenti che non devono sovrapporsi e devono essere a contatto nei bordi estremi. Per fare ciò devono essere selezionate le varie superfici, impostato un valore di tolleranza (nel nostro caso è stato lasciato il valore di default 1e-005) ed eventualmente scegliere tra: Non-Manifold Sewing nel caso in cui si vogliano unire 3 o più superfici che si incontrano in un solo lato; Make Solid se la forma finale è completamente chiusa e si voglia creare un solido; Delete Original Shapes se si vuole cancellare tutte le superfici iniziali e lasciare solo quelle "cucite". Nel nostro caso solo quest'ultima opzione è stata selezionata come riportato in Figura 6.11.

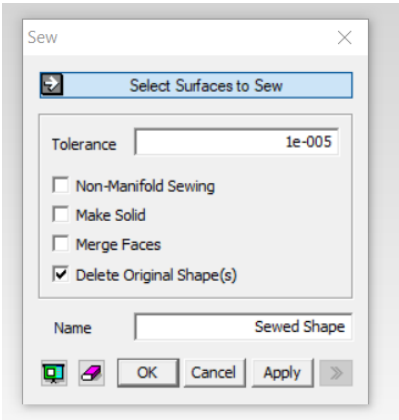

Figura 6.11 – Impostazioni selezionate nel comando Sew Surface

Il secondo comando che si può utilizzare è Fuse Surface (Geometry > Surface > Fuse). Questa operazione ha lo stesso scopo del comando Sew e deve essere utilizzata nei casi in cui il comando Sew non riesce a cucire 2 superfici.

Come per la realizzazione delle superfici, anche in questo caso il problema principale ha riguardato le volte a crociera. Infatti, una conseguenza del problema legato alle NURBS Face è che andando a cucire le superfici tra di loro, questa risultano non contigue e quindi i due comandi (Sew e Fuse) non riescono ad unirle. La soluzione adottata in questo caso è stata di incrementare leggermente la tolleranza, passando da 1e-005 a 1e-004, facendo attenzione a non incrementarla troppo altrimenti la superficie finale risulterebbe troppo differente dalla geometria di partenza.

Dopo aver unito tra di loro tutte le superfici, l'ultima operazione da compiere su Midas FX+ è la realizzazione della mesh. Per creare la mesh è stato utilizzato il comando Auto-Mesh Face (Mesh > Auto Mesh > Face) che consente di generare automaticamente la mesh sulla superficie selezionata. Le impostazioni che vanno inserite nel programma sono:

- Element Size o Divsion: il primo consiste nell'indicare la dimensione degli elementi che formano la mesh, mentre il secondo indica il numero di divisioni per i lati di contorno della superficie.

- Adaptive seeding: selezionando questa opzione il programma andrà ad incrementare automaticamente l'ordine del polinomio in modo che la mesh possa adattarsi al meglio alla superficie;

- Align Edge Seed Near Inner Loop: serve ad aumentare la qualità della mesh nel caso in cui ci sia un foro vicino al bordo della superficie.

Nel nostro caso è stato scelto Element Size con un valore di 0,5 m ed è stata selezionata l'opzione Adaptive Seeding come riportato in Figura 6.12.

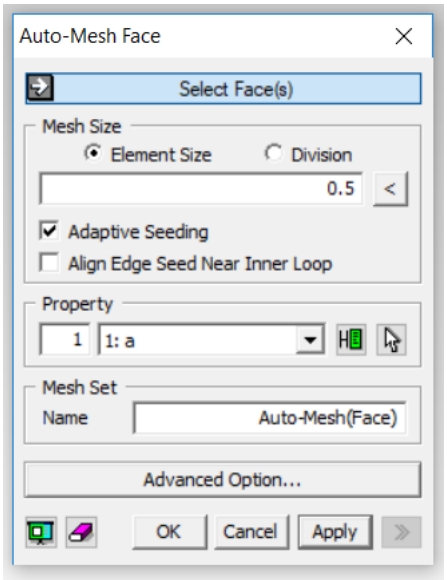

Figura 6.12 – Impostazioni selezionate nel comando Auto-Mesh Face

Dopo aver selezionato la superficie di interesse si devono modificare le proprietà andando in "Property > Create/Modify 2D Property" dove viene impostato il nome della superficie, lo spessore e le caratteristiche del materiale costituente la superficie stessa. Come precedentemente indicato nel Capitolo 3 sono stati riscontrati due materiali diversi: una muratura inferiore in pietrame disordinata e una muratura in mattoni pieni e malta di calce. In Midas FX+ sono stati riportati gli stessi valori calcolati nel Capitolo 3. In Figura 6.13.A e 6.13.B sono riportati i dati inseriti per i materiali.

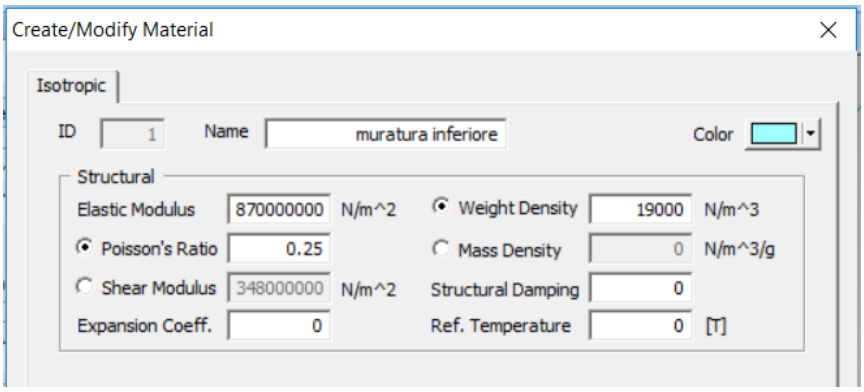

Figura 6.13.A – Dati inseriti per la Muratura inferiore in pietrame

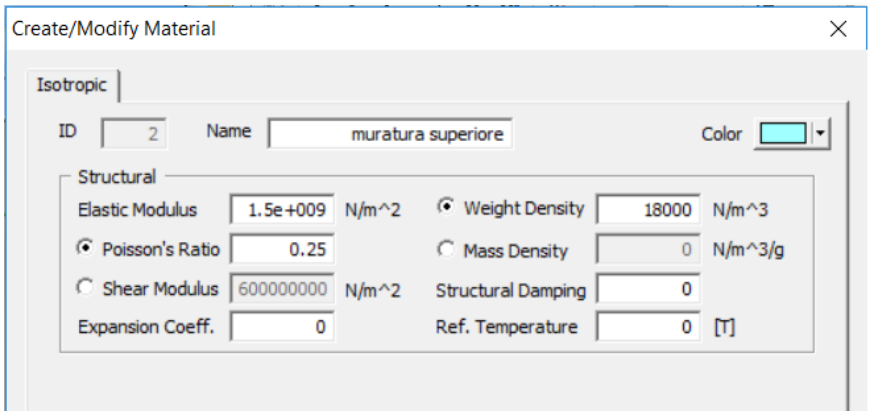

Figura 6.13.B – Dati inseriti per la Muratura superiore in mattoni pieni

Dopo aver inserito per ogni superficie il corrispondente spessore e materiale, si è andati a modificare la parte relativa alle Advanced Option. In questa sezione è possibile scegliere quale tipo di algoritmo di mesh utilizzare tra:

- Delaunay Mesher;
- Grid Mesher;
- Loop Mesher.

Inoltre è possibile scegliere quali elementi utilizzare tra triangolari, quadrangolari e triangolari + quadrangolari. Nel nostro caso, dopo aver effettuato delle prove, si è scelto di utilizzare la combinazione Grid mesher con elementi Triangolari + quadrangolari. In particolare gli elementi triangolari sono utilizzati nelle vicinanze delle linee curve e delle parti più strette nelle quali gli

elementi rettangolari non riescono a seguire i bordi nella maniera corretta. Invece per i setti murari verticali, che sono formati da geometrie semplici e i contorni sono rappresentati da linee rette, gli elementi più utilizzati sono quelli rettangolari.

Il risultato finale è riportato in Figura 6.14.

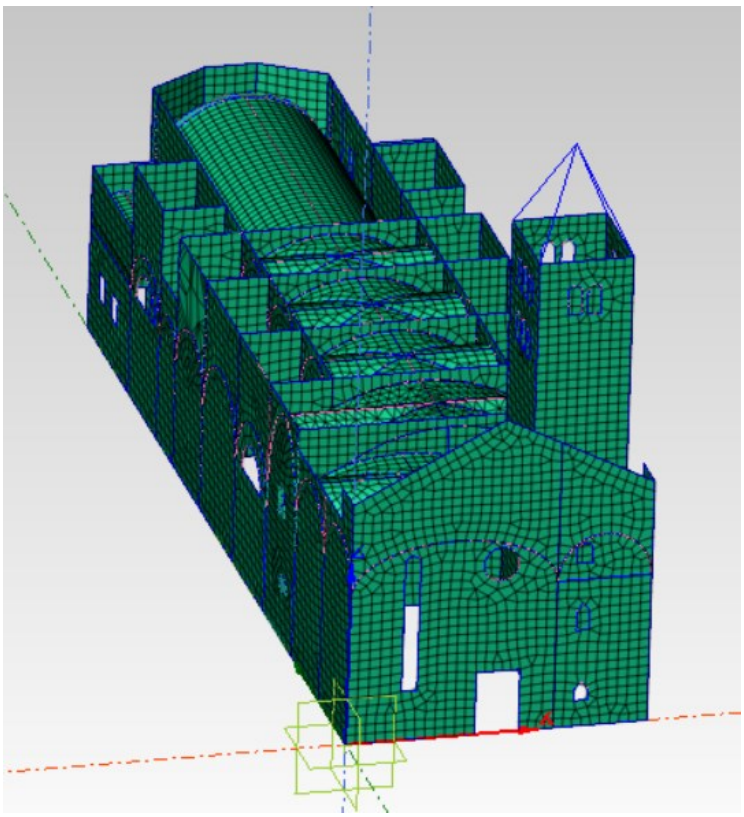

Figura 6.14– Modello completo di mesh realizzato in Midas FX+

Nonostante le superfici fossero state precedentemente cucite tramite il comando Sew o il comando Fuse, la mesh non risultava ancora del tutto congruente. Infatti in alcune parti del modello, specialmente nei bordi curvi delle superfici, due nodi, appartenenti a superfici diverse, non risultavano essere del tutto coincidenti. Si manifestava uno scostamento tra di essi molto piccolo, dell'ordine di 1e-05 m, ma non trascurabile poiché nell'analisi con Midas Gen le due superfici non risultavano collegate e si comportavano in maniera indipendente l'una dall'altra. È stato dunque necessario utilizzare un altro comando: Merge Node (Model > Node > Merge). Tramite questo comando, dopo aver selezionato 2 nodi vicino tra loro, questi vengono uniti in un unico nodo e in quel punto la mesh risulta essere congruente. Tale operazione deve essere svolta per tutte quelle curve che uniscono 2 superfici e nelle quali i nodi non coincidono. Inoltre, in alcuni casi è stato utilizzato anche il comando Project Node per far sì che nelle linee curve i nodi della mesh rispettassero l'andamento curvilineo.

Per far fronte al problema legato alla realizzazione delle NURBS Face nelle volte a crociera è stato realizzato un secondo modello semplificato rispetto al primo. In esso tutte le volte presenti, sia quelle a botte che quelle a crociera, sono state sostituite con delle piastre non rigide. Le operazioni svolte sono state quelle precedentemente elencate escludendo ovviamente l'utilizzo del comando Sweep e di quello NURBS Face utilizzati per creare rispettivamente volte a botte e volte a crociera. Il modello ottenuto è riportato in Figura 6.15.

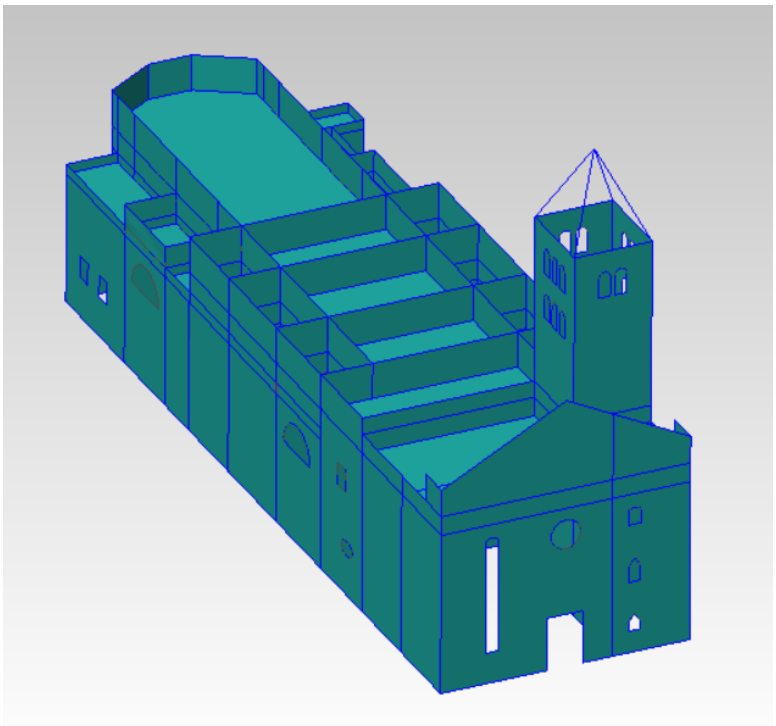

Figura 6.15– Modello geometrico semplificato realizzato in Midas FX+

Per realizzare la mesh è stato seguito lo stesso procedimento elencato in precedenza e solo in pochi punti del modello è sorto il problema dell'incongruenza della mesh poiché la geometria degli elementi risultava più semplice. In questi casi è stato sempre utilizzato il comando Merge Node.

In definitiva il modello semplificato completo di mesh realizzato in Midas FX+ è il seguente.

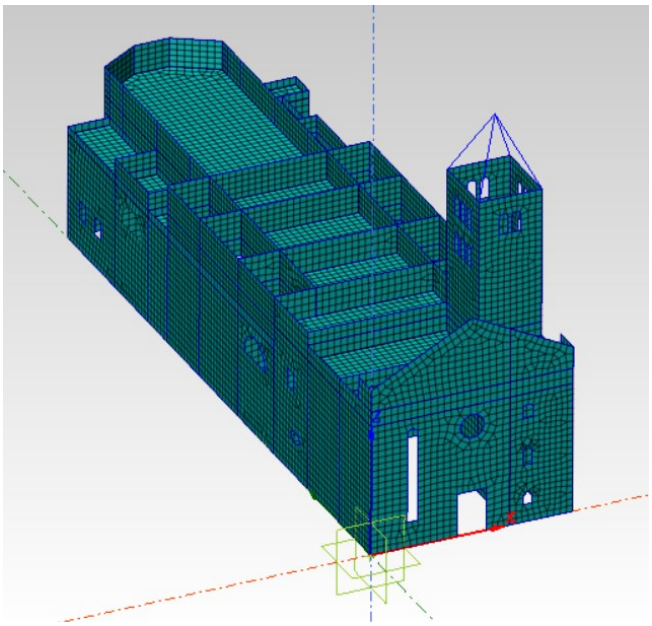

Figura 6.16– Modello semplificato completo di mesh realizzato in Midas FX+

6.1.2 Costruzione del modello numerico

Entrambi i modelli (quello con le volte a botte e a crociera e quello semplificato) sono stati importati su Midas GEN tramite un file “MIDAS/Gen Text Files”(.mgt). In questo programma sono stati inseriti vincoli, carichi ed eseguite le analisi.

Il modello importato su Midas GEN si presenta come mostrato in Figura 6.17.

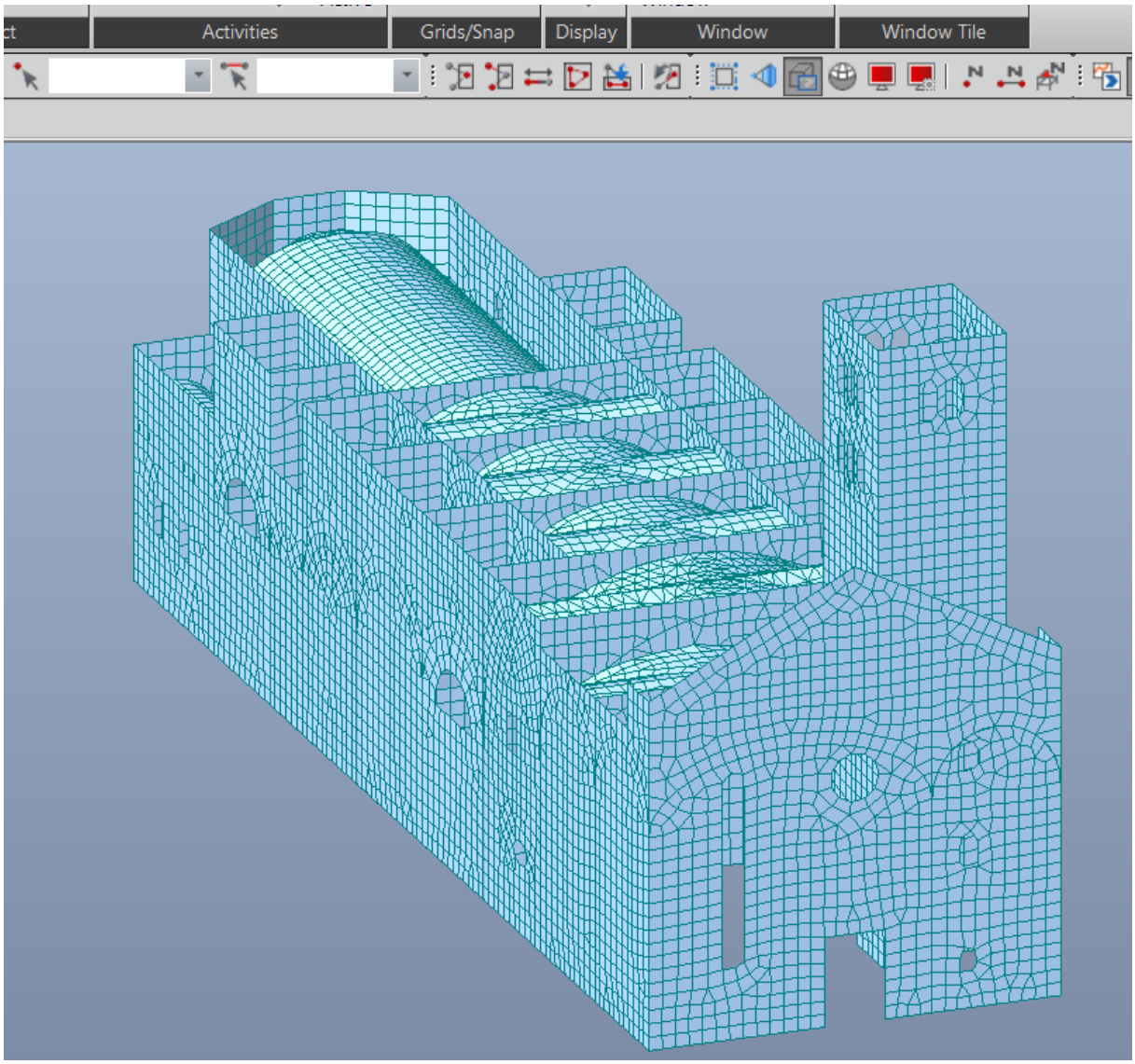

Figura 6.17– Modello della chiesa di San Giovanni in Avigliana in Midas GEN

Dal punto di vista geometrico, le uniche aggiunte al modello che sono state fatte in Midas GEN hanno riguardato le catene. Sono infatti presenti 5 catene all’interno della chiesa: una in legno nell’atrio e 4 in acciaio nella navata. Dopo aver creato questi 5 elementi sono stati attribuiti ad essi sezione e materiale.

Le catene hanno sezioni diverse: quella in legno nell'atrio ha una sezione quadrata, mentre quelle in acciaio all'interno della navata hanno sezione circolare. In Figura 6.18 viene mostrata la posizione delle catene (evidenziate in rosso).

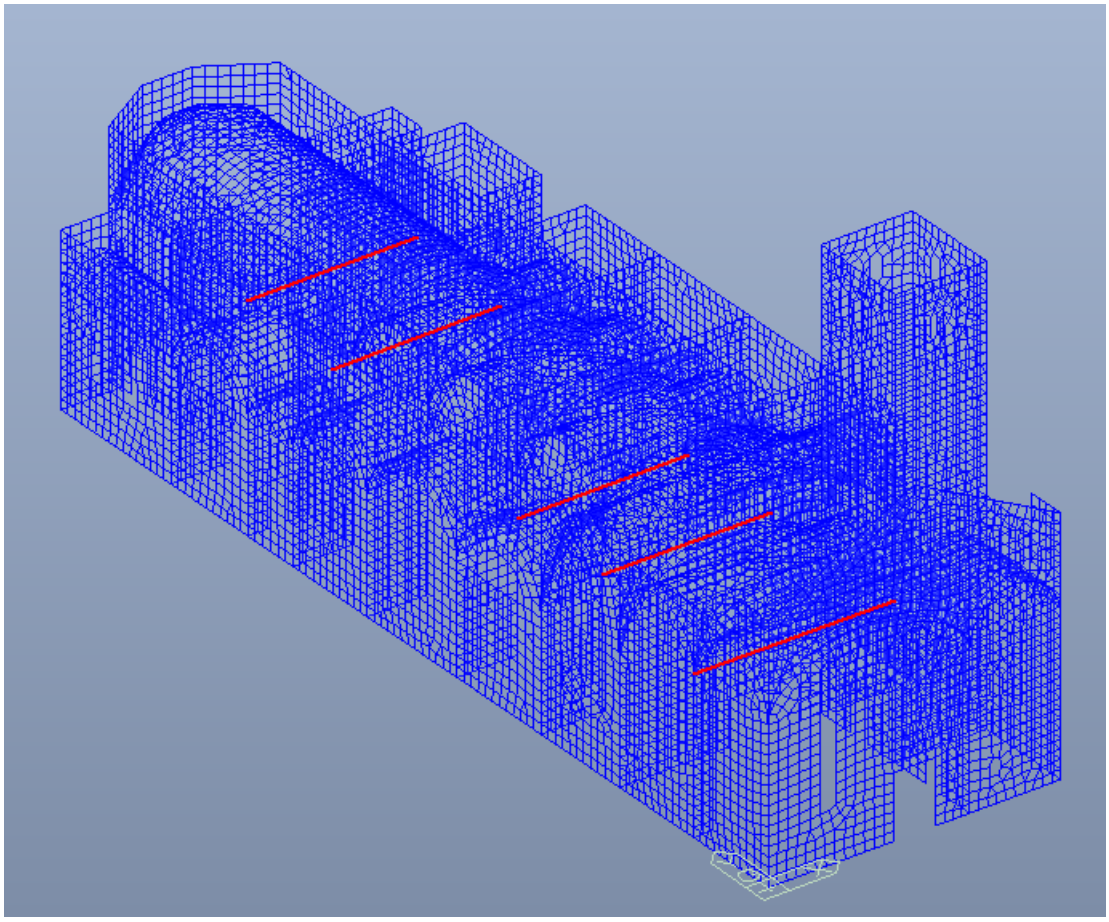

Figura 6.18– Catene realizzate in Midas GEN

A questo punto il modello geometrico appare completato ed è formato da 17491 elementi e 16573 nodi.

Il passo successivo è stato l'introduzione dei vincoli alla base. Sono stati scelti tutti vincoli di incastro, realizzati con il comando Define Supports (Boundary > Define Supports). Per realizzare l'incastro sono state bloccate tutte le traslazioni e le rotazioni come mostrato in Figura 6.15.

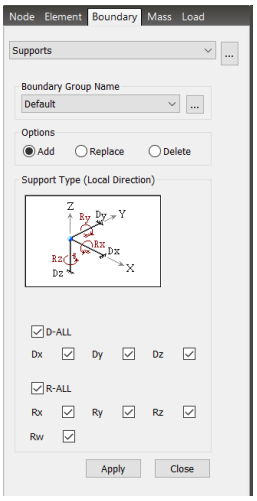

Figura 6.19– Impostazioni selezionate in Midas GEN per creare il vincolo di incastro

Dopo aver selezionato tutti i nodi di base, è stato applicato tale vincolo ad essi.

L'ultimo passaggio prima di poter effettuare l'analisi statica riguarda l'applicazione dei carichi. Per quanto riguarda i carichi sono stati considerati solo i carichi verticali: peso proprio, peso della copertura, carico permanente sulla copertura e carico neve.

Prima di effettuare le analisi è necessario andare ad impostare la combinazione delle azioni. Tale operazione può essere effettuata tramite il comando Load Combination. Sono state generate 4 combinazioni di carico: Fondamentale, Caratteristica, Frequente e Quasi Permanente andando ad inserire manualmente i coefficienti di combinazione secondo le prescrizioni delle NTC 2018. In figura 6.20 si riportano le combinazioni create e i coefficienti imposti per la combinazione fondamentale.

Load Combination List

	No	Name	Active	Type	Description
▶	1	Fondamentale	Active	Ad	Combinazione Fondamentale
	2	Caratteristica	Active	Ad	Combinazione Caratteristica
	3	Frequente	Active	Ad	Combinazione Frequente
	4	Quasi Perman	Active	Ad	Combinazione Quasi Perman
*					

Figura 6.20– Lista delle combinazioni di carico in Midas GEN

In seguito si è passati all'analisi vera e propria andando a valutare sia la configurazione deformata che lo stato tensionale.

Per quanto riguarda la configurazione deformata il risultato ottenuto è mostrato in Figura 6.21.

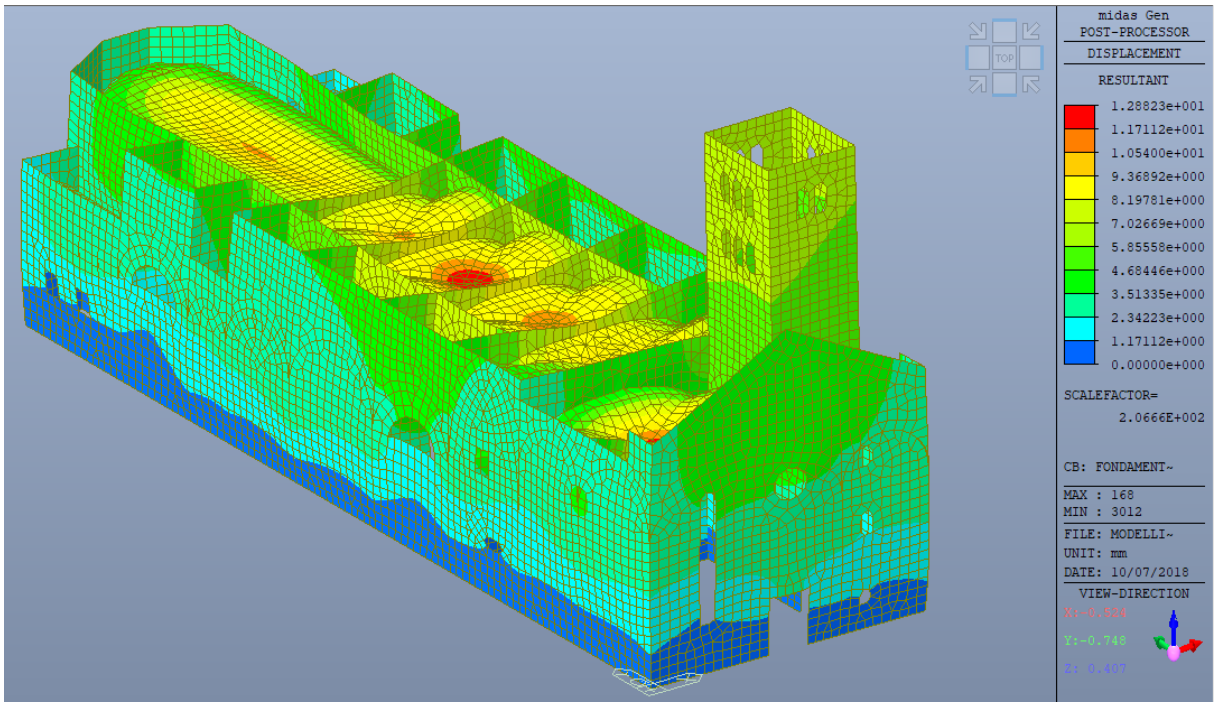

Figura 6.21– Configurazione deformata D_{xyz} in fase elastica in Midas GEN, combinazione fondamentale

Questo risultato è relativo alla combinazione fondamentale (la più gravosa) e allo spostamento D_{xyz} calcolato come:

$$D_{xyz} = \sqrt{D_x^2 + D_y^2 + D_z^2} \tag{6.1}$$

Come si può notare lo spostamento massimo è di circa 13 cm ed avviene nelle volte dell'atrio e in alcune delle volte a crociera presenti nella navata. Il comportamento di tutte le volte a crociera appare simili (spostamenti tra 14 e 10 cm) poiché nessuna di esse poggia su pilastri isolati ma sono tutte collegate ad una parete che scarica a terra.

Se andiamo ora ad analizzare gli spostamenti nelle 3 direzioni, riportati nelle figure 6.22.A 6.22.B e 6.22.C, possiamo notare che lo spostamento massimo in direzione x sia di circa 3 mm, mentre in direzione y sia di circa 2 mm. Mentre per quanto riguarda lo spostamento in direzione z il valore massimo è più alto: circa 14 cm. Tuttavia bisogna considerare che, soprattutto per gli spostamenti in direzione x, il valore massimo si manifesta nella zona di collegamento tra le volte e le pareti che è difficile da modellare

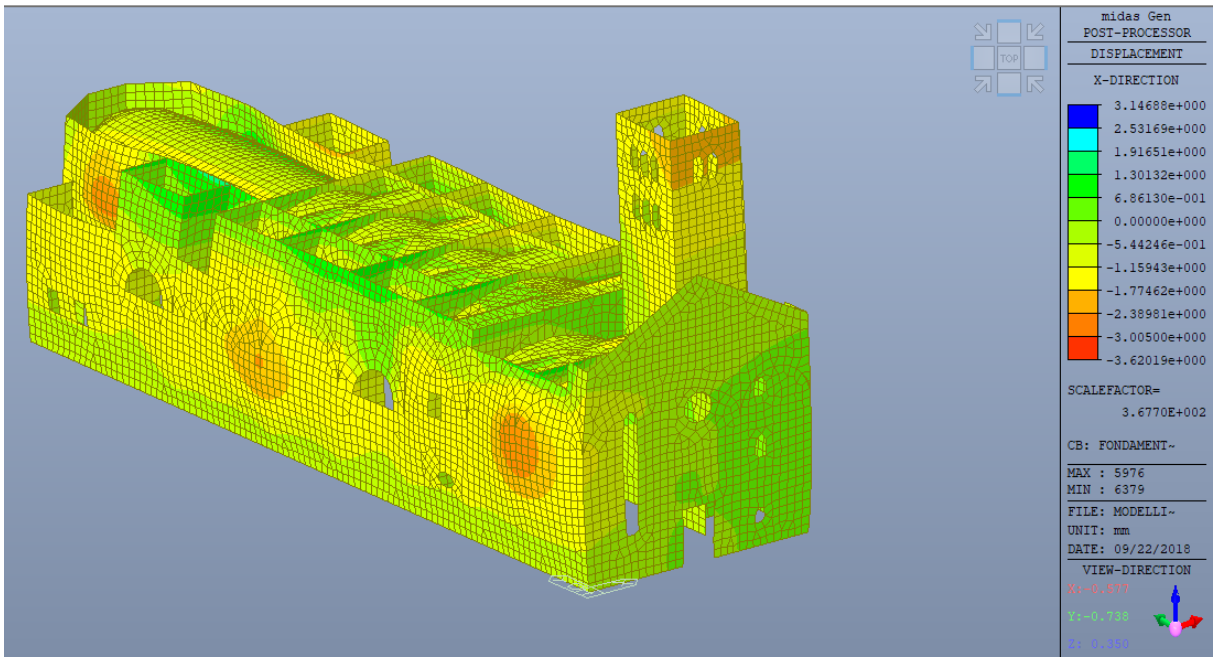

Figura 6.22.A– Configurazione deformata D_x in fase elastica in Midas GEN, combinazione fondamentale

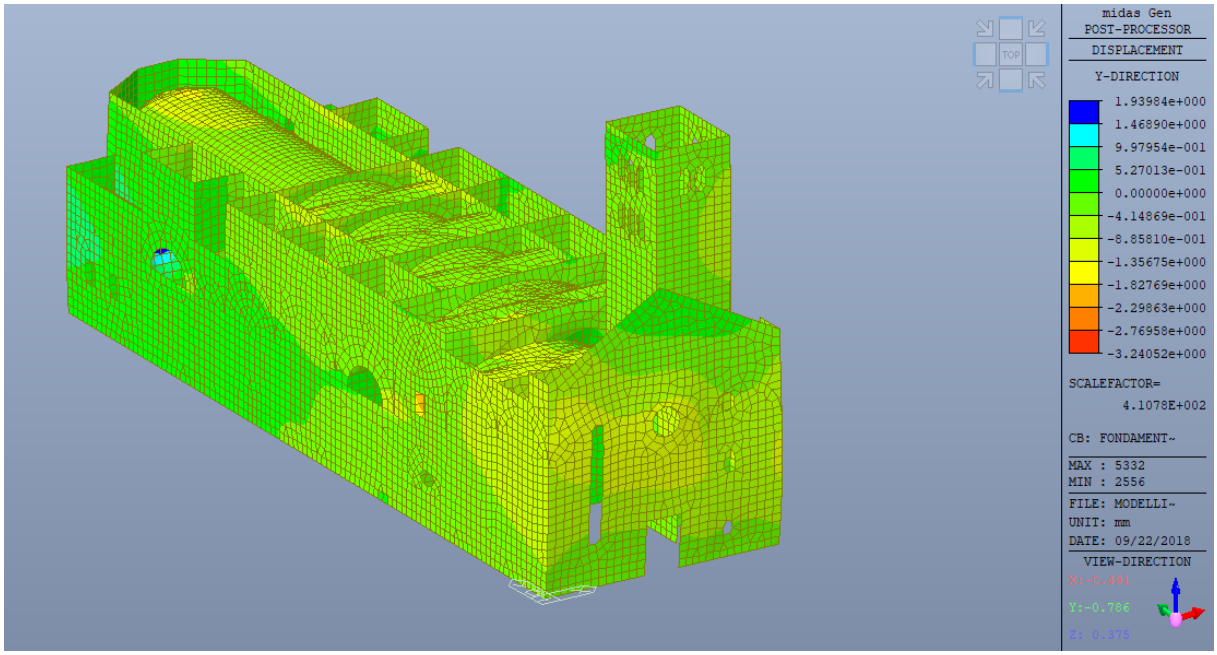

Figura 6.22.B– Configurazione deformata D_y in fase elastica in Midas GEN, combinazione fondamentale

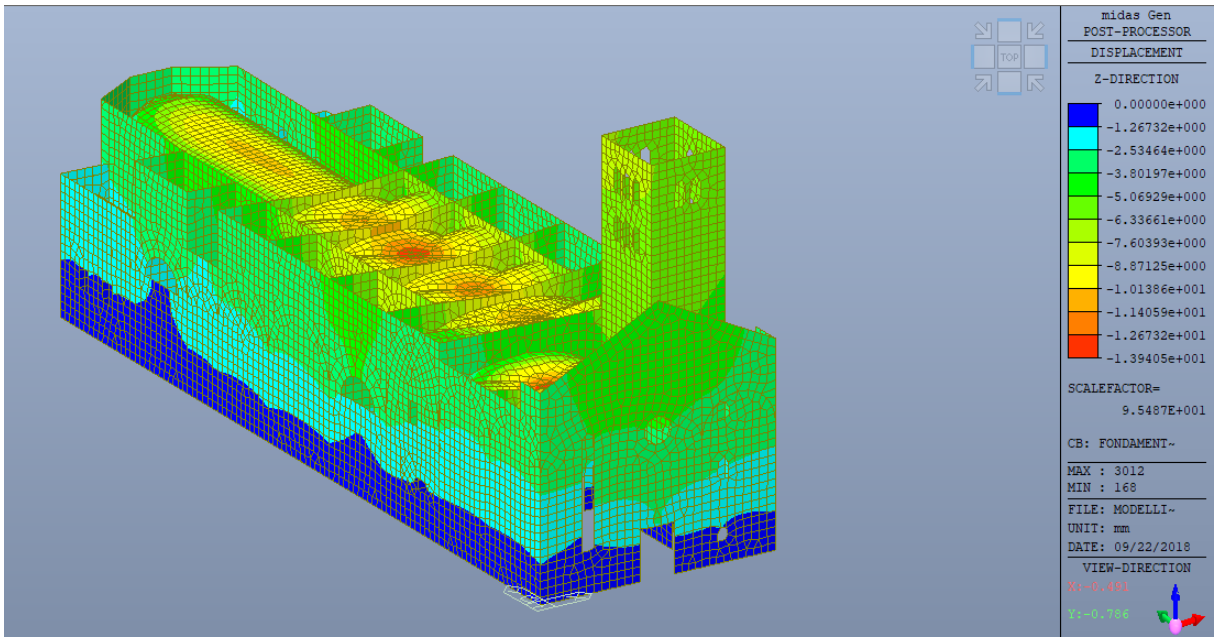

Figura 6.22.C– Configurazione deformata D_z in fase elastica in Midas GEN, combinazione fondamentale

Analizzando lo stato tensionale è possibile riscontrare un aspetto interessante con il software Midas GEN. Infatti per visualizzare lo stato tensionale è possibile effettuare una scelta tra 3 diverse situazioni: Top, Bottom e Both Sides. Le prime 2 consentono di visualizzare le tensioni da un lato o dall'altro di ciascun elemento mentre la terza permette di valutarle per entrambi i lati. Analizzando le configurazioni Top e Bottom riportate in figura 6.23.A e 6.23.B è possibile notare come la distribuzione delle tensioni verticali cambi e non si mantenga costante per tutto lo spessore degli elementi della mesh.

Il comportamento non risulta quindi di tipo membranale ma piuttosto di tipo flessionale. In realtà ciò e dovuto più che altro ad una difficile realizzazione del modello sia in fase di modellazione geometrica che di realizzazione della mesh.

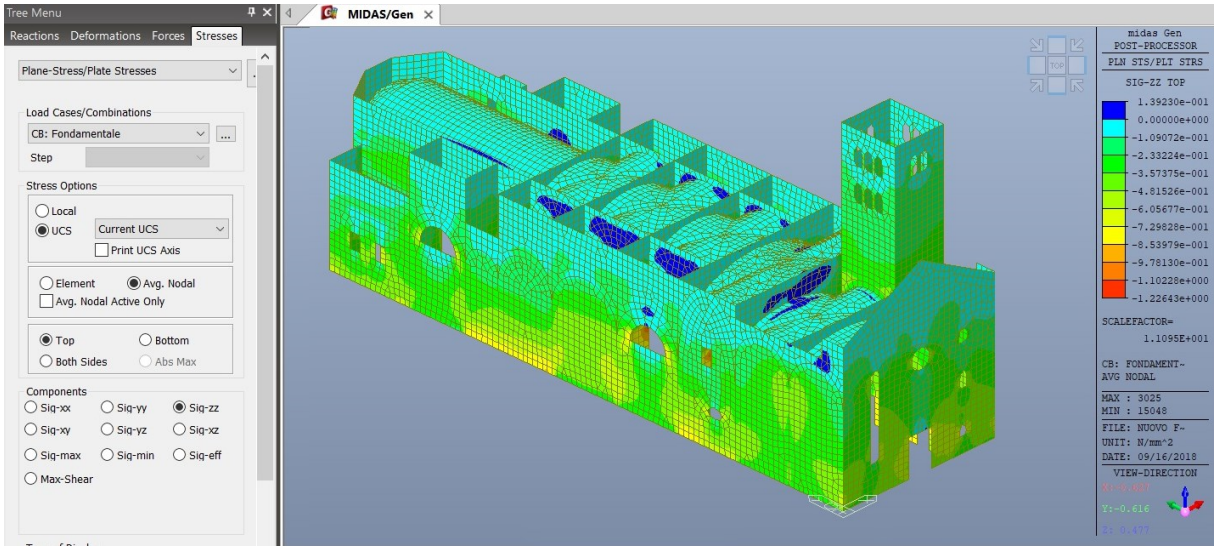

Figura 6.23.A– Stato tensionale sigma-zz, Top, combinazione fondamentale

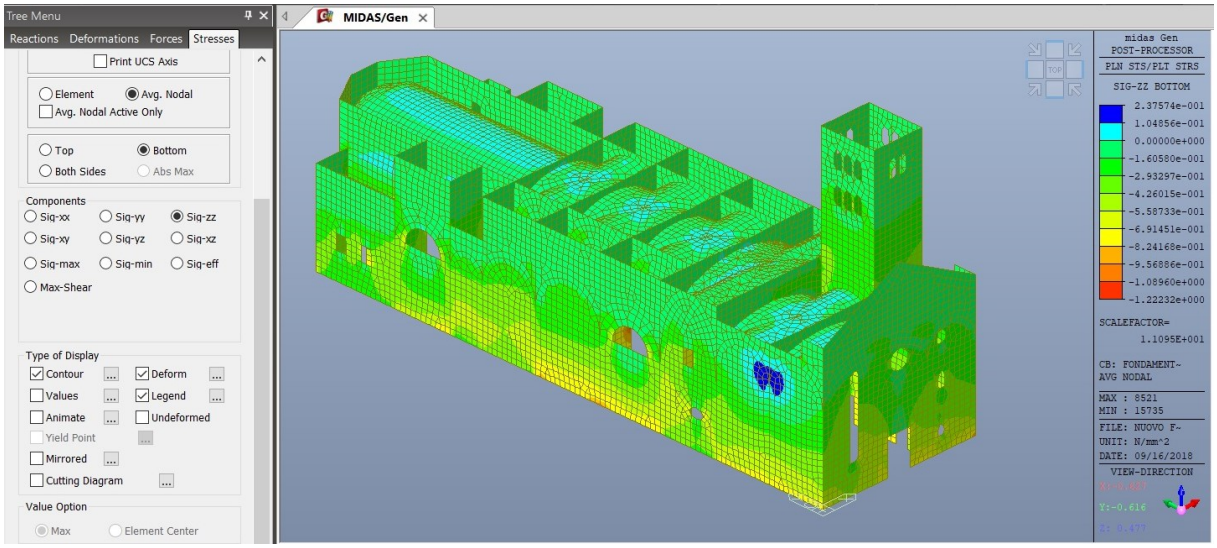

Figura 6.23.B– Stato tensionale sigma-zz, Bottom, combinazione fondamentale

A questo punto sono stati effettuati dei confronti tra questo modello completo e altre 2 situazioni: un modello che comprende le volte ma non le catene e un secondo modello che è quello già citato in precedenza dove tutte le volte sono state sostituite con delle piastre non rigide.

Nel primo caso si è cercato di capire quale fosse l'influenza delle catene sul modello soprattutto in termini di spostamenti. Il risultato ottenuto è congruente con quanto ci si aspettava: lo spostamento massimo D_{xyz}, in assenza di catene, è cresciuto ma non in maniera eccessiva. Infatti, come mostrato in figura 6.24, si manifesta in questo caso uno spostamento massimo di 15.4 mm a fronte dei 13.9 mm del modello con le catene.

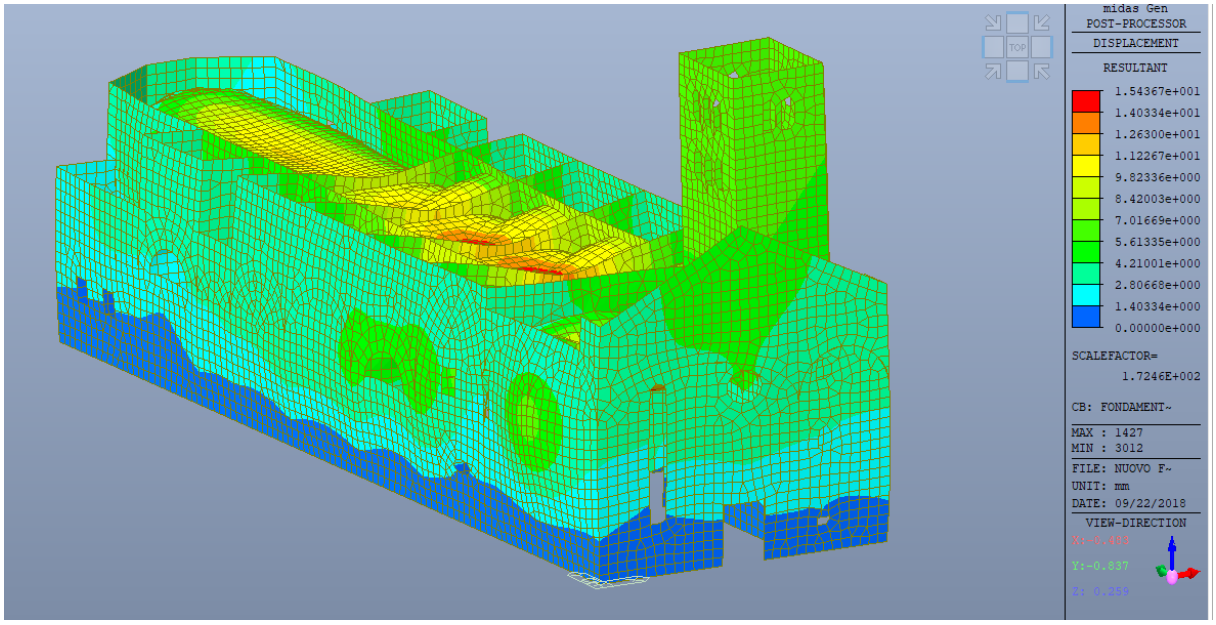

Figura 6.24– Configurazione deformata D_{xyz} in fase elastica in Midas GEN, modello senza catene, combinazione fondamentale

Nel secondo caso è stato considerato il modello semplificato al quale sono state aggiunte le 5 catene. Per quanto riguarda gli spostamenti la situazione è differente dai casi precedenti. Infatti, come mostrato in Figura 6.21, il valore massimo dello spostamento è maggiore (circa 26 cm) e soprattutto si manifesta nella piastra corrispondente alla volta a botte della navata e non più nelle volte a crociera.

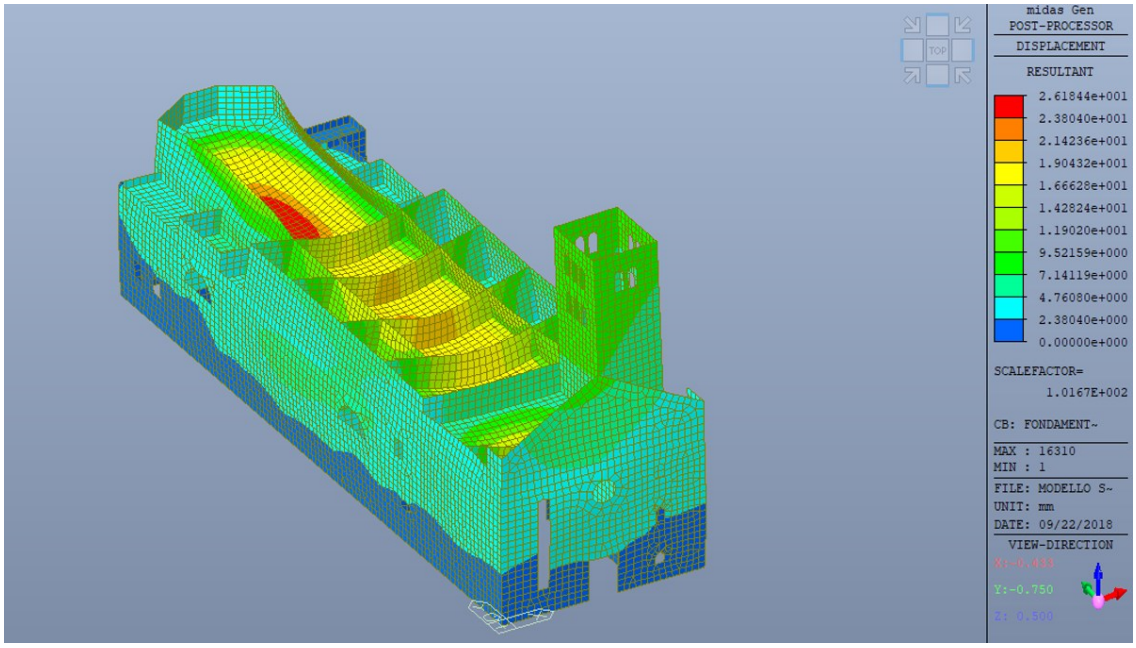

Figura 6.25– Configurazione deformata D_{xyz} in fase elastica in Midas GEN, modello semplificato, combinazione fondamentale

6.2 Analisi dinamica lineare

Attraverso il software Midas GEN è possibile effettuare l'analisi dinamica lineare inserendo nel programma lo spettro di progetto.

Il primo passo da effettuare è la definizione dello spettro di risposta elastico che come indicato nelle NTC 2018 "*è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}*". Nel paragrafo 5.2.1 sono già stati definiti i valori della vita nominale V_N, del coefficiente d'uso C_U, del periodo di riferimento V_R e il periodo di ritorno di riferimento T_R dell'azione sismica.

Tabella 6.1- Riassunto dei valori precedentemente calcolati

Vita nominale V_N [anni]	50
Coefficiente d'uso C_U [-]	1,5

Vita di riferimento V_R [anni]	75
Periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SLV}$ [anni]	713
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR,SLV}$ [%]	0,1

Lo spettro elastico è definito dalle NTC 2018 mediante le seguenti espressioni in 4 tratti diversi:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

Dove:

- T è il periodo di vibrazione;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante valutato come: $T_B = T_C/3$;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro calcolato come: $T_C = C_C \cdot T_C^*$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro calcolato con la seguente equazione: $T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6$;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- η è il fattore che modifica lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi ξ diversi dal 5%, attraverso la relazione: $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \ge 0{,}55$
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

Per definire lo spettro di progetto è necessario valutare il parametro *q,* cioè il fattore di struttura. L'espressione del fattore q è indicata nel paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018 e riportata di seguito:

$$q = q_0 \cdot K_R \tag{6.1}$$

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

Per le strutture in muratura ordinaria i valori definiti dalla normativa sono i seguenti:

- $q_0 = 1{,}75 \cdot \alpha_u/\alpha_1$
- $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}7$

In definitiva il fattore q vale:

$$q = 1{,}75 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}8 = 2{,}38$$

Per quanto riguarda la componente verticale dell'azione sismica allo SLV il valore di q è pari a 1,5 a meno di adeguate analisi giustificate.

Per definite lo spettro di progetto è stato utilizzato il foglio di calcolo Excel "*Spettri-NTCver.1.0.3*" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici già visto nel paragrafo 5.2.2. Nella prima fare, per individuare la pericolosità del sito è stata effettuata una ricerca per comune andando a selezionare il comune di Avigliana.

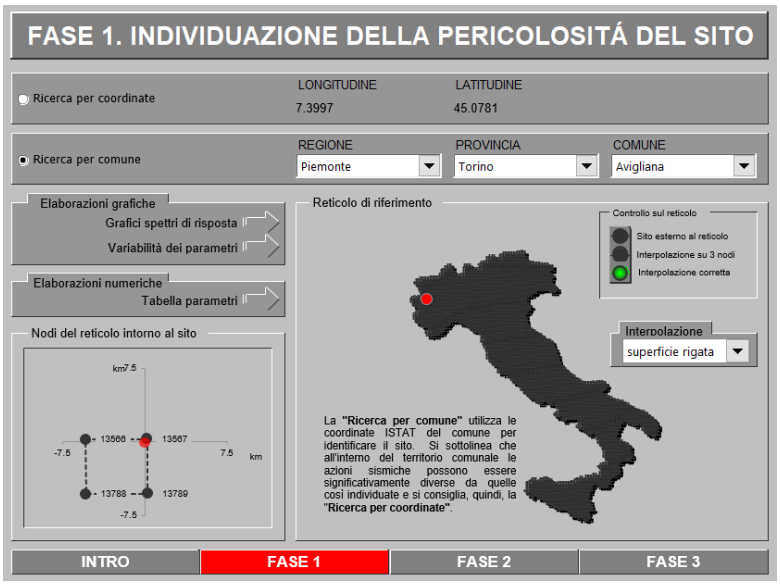

Figura 6.26– Fase 1, foglio di calcolo Excel "*Spettri-NTCver.1.0.3*"

In seguito sono stati inseriti i valori della vita nominale e del coefficiente d'uso.

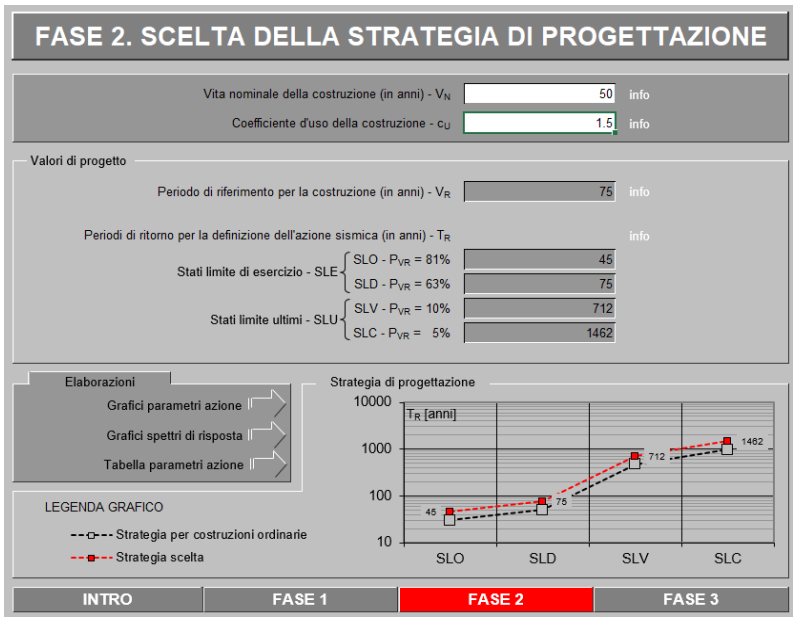

Figura 6.27 – Fase 2, foglio di calcolo Excel "*Spettri-NTCver.1.0.3*"

Nella terza fase è stato inserito lo stato limite considerato, la categoria del sottosuolo, la categoria topografica, il fattore q_0 e il fattore q.

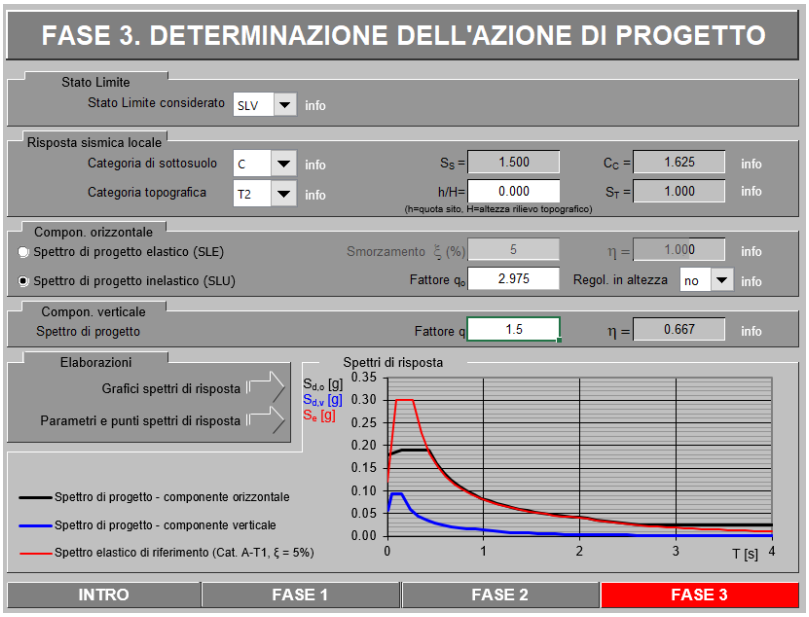

Figura 6.28 – Fase 3, foglio di calcolo Excel "*Spettri-NTCver.1.0.3*"

Il programma fornisce i risultati sotto forma di grafici e tabelle.

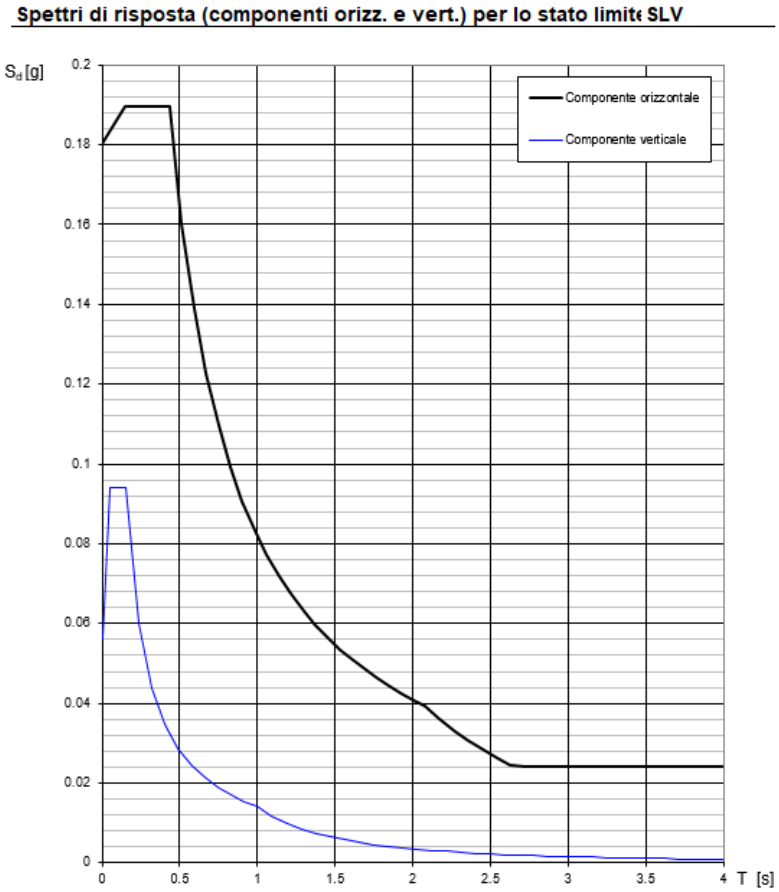

Figura 6.29 – Spettri di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita, in blu componente verticale e in nero la componente orizzontale

Tabelle 6.2A e B- Tabelle riassuntive dei parametri dello spettro di progetto, componente orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.120 g
F_o	2.503
T_C^*	0.266 s
S_S	1.500
C_C	1.625
S_T	1.000
q	2.380

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.420
T_B	0.144 s
T_C	0.432 s
T_D	2.081 s

L'analisi modale permette di andare a determinare i modi di vibrare della costruzione e calcolare gli effetti dell'azione sismica per tutti i modi di vibrare individuati. Essa consiste nel risolvere le equazioni del moto della costruzione considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere. I modi di vibrare sono una caratteristica della struttura poiché non dipendono da una forzante e sono caratterizzati dal periodo proprio di oscillazione T e da uno smorzamento ξ.

Nella normativa Circolare del 2 febbraio 2009, N. 617 viene indicato che è necessario considerare tutti i modi con massa partecipante significativa, in particolare tutti quei modi che

hanno una massa partecipante superiore al 5%, e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

La combinazione degli effetti dei singoli modi può essere effettuata valutando la radice quadrata della somma dei quadrati degli effetti relativi a ciascun modo se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri. In questo caso si parla di combinazione SRSS (Square Root of Sum of Squares):

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2} \tag{6.2}$$

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

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j} \tag{6.3}$$

Dove:

- E_i ed E_j sono i valori degli effetti relativi al modo i e al modo j;
- ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, valutato mediante la seguente equazione:

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

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

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

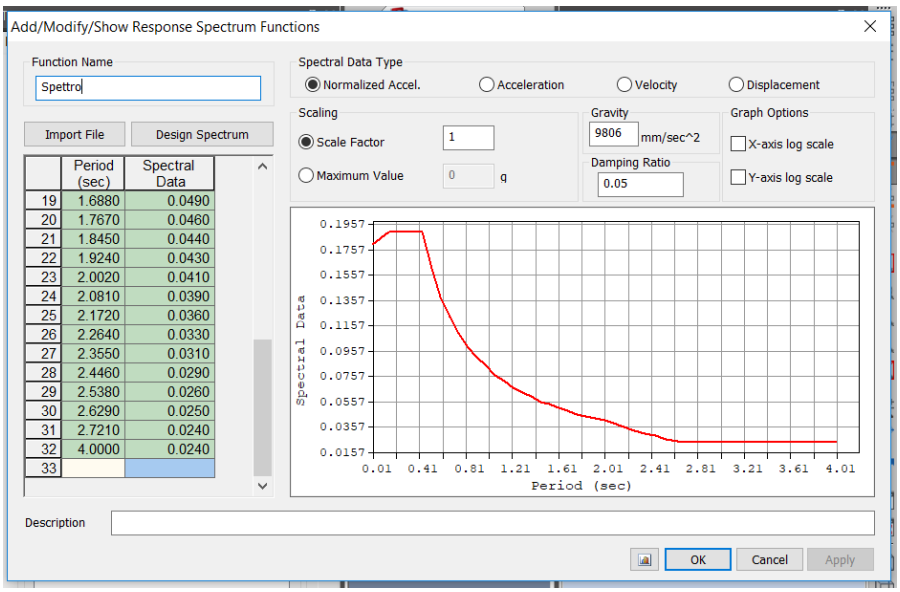

Figura 6.30 – Spettri di progetto inserito nel programma

Tramite Midas GEN è possibile valutare il periodo e la frequenza oltre che la percentuale di massa partecipante in direzione X, Y e Z per ogni modo di vibrare. Nel nostro caso sono stati analizzati i primi 100 modi di vibrare e i risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 6.3- Modo di vibrare, Frequenza in rad/sec, Frequenza in cicli/sec, Periodo in secondi, Percentuale di massa partecipante in direzione X, Somma delle percentuali di massa partecipante in direzione X, Percentuale di massa partecipante in direzione Y, Somma delle percentuali di massa partecipante in direzione Y, Percentuale di massa partecipante in direzione Z, Somma delle percentuali di massa partecipante in direzione Z.

Mode	Frequency		Period	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
N°	[rad/ sec]	[cycle/ sec]	[sec]	MASS [%]	SUM [%]	MASS [%]	SUM [%]	MASS [%]	SUM [%]
1	13.23	2.11	0.47	58.34	58.34	0.08	0.08	0.00	0.00
2	14.94	2.38	0.42	0.42	58.76	0.32	0.40	0.00	0.00
3	15.84	2.52	0.40	0.10	58.87	7.72	8.12	0.00	0.00
4	18.11	2.88	0.35	0.09	58.95	12.15	20.26	0.00	0.00
5	18.42	2.93	0.34	1.00	59.95	0.07	20.33	0.00	0.00
6	20.26	3.22	0.31	0.00	59.95	0.64	20.98	0.00	0.00
7	21.56	3.43	0.29	0.03	59.99	0.02	21.00	0.00	0.01
8	23.47	3.73	0.27	0.94	60.93	0.03	21.03	0.00	0.01
9	25.40	4.04	0.25	0.54	61.47	0.00	21.03	0.00	0.01
10	27.57	4.39	0.23	0.92	62.40	24.42	45.45	0.00	0.01
11	28.02	4.46	0.22	10.21	72.61	0.49	45.93	0.00	0.01
12	28.58	4.55	0.22	0.08	72.69	22.51	68.44	0.02	0.03
13	29.12	4.63	0.22	0.11	72.80	0.47	68.91	0.00	0.03
14	30.29	4.82	0.21	0.93	73.73	0.10	69.01	0.03	0.06
15	30.87	4.91	0.20	0.02	73.75	4.34	73.35	0.01	0.07
16	33.16	5.28	0.19	0.00	73.75	0.01	73.36	0.00	0.07
17	33.38	5.31	0.19	1.19	74.94	0.27	73.62	0.07	0.14
18	34.87	5.55	0.18	0.19	75.13	0.03	73.65	0.29	0.43
19	35.11	5.59	0.18	1.52	76.65	0.08	73.73	0.21	0.64
20	36.06	5.74	0.17	0.02	76.67	0.03	73.76	0.03	0.67
21	37.02	5.89	0.17	0.33	76.99	2.21	75.97	0.02	0.69
22	37.56	5.98	0.17	0.99	77.98	0.05	76.02	0.28	0.97
23	38.05	6.06	0.17	0.52	78.50	0.28	76.30	0.41	1.38
24	38.56	6.14	0.16	0.06	78.56	0.01	76.31	0.11	1.49
25	39.38	6.27	0.16	0.82	79.38	0.09	76.40	0.08	1.57
26	39.50	6.29	0.16	0.13	79.51	0.36	76.76	0.15	1.71
27	39.78	6.33	0.16	0.04	79.55	0.03	76.79	0.00	1.71
28	40.10	6.38	0.16	0.01	79.57	0.17	76.97	0.88	2.59
29	40.92	6.51	0.15	0.11	79.68	0.12	77.09	0.37	2.96
30	41.58	6.62	0.15	0.00	79.68	0.00	77.09	0.11	3.07
31	42.84	6.82	0.15	0.00	79.68	0.00	77.09	0.20	3.27
32	43.47	6.92	0.14	0.05	79.73	0.25	77.35	0.00	3.27
33	44.00	7.00	0.14	0.96	80.69	0.06	77.41	0.11	3.39

34	44.34	7.06	0.14	2.20	82.89	0.09	77.49	0.00	3.39
35	44.60	7.10	0.14	0.00	82.89	0.00	77.49	0.44	3.83
36	45.17	7.19	0.14	1.30	84.19	0.01	77.51	0.17	3.99
37	45.56	7.25	0.14	0.08	84.26	0.01	77.52	0.97	4.96
38	46.03	7.33	0.14	0.10	84.36	0.19	77.70	1.07	6.03
39	46.34	7.38	0.14	0.02	84.38	0.00	77.70	2.61	8.63
40	47.30	7.53	0.13	0.03	84.42	0.08	77.79	0.28	8.92
41	47.63	7.58	0.13	0.09	84.51	0.16	77.95	0.52	9.43
42	48.16	7.66	0.13	0.10	84.61	0.39	78.34	1.29	10.73
43	48.29	7.69	0.13	0.11	84.72	0.06	78.40	0.02	10.74
44	48.47	7.71	0.13	0.06	84.78	0.01	78.41	1.45	12.19
45	49.45	7.87	0.13	0.04	84.82	0.02	78.42	0.62	12.81
46	49.76	7.92	0.13	0.01	84.82	0.02	78.45	0.79	13.61
47	50.04	7.96	0.13	0.03	84.85	0.03	78.47	0.19	13.80
48	50.19	7.99	0.13	0.00	84.86	0.00	78.48	1.80	15.59
49	50.88	8.10	0.12	0.19	85.05	0.00	78.48	0.05	15.65
50	51.23	8.15	0.12	0.04	85.09	0.01	78.48	0.09	15.73
51	51.34	8.17	0.12	0.02	85.11	0.00	78.48	0.08	15.82
52	51.52	8.20	0.12	0.00	85.11	0.04	78.52	0.13	15.95
53	51.72	8.23	0.12	0.01	85.11	0.00	78.53	0.47	16.42
54	52.42	8.34	0.12	0.00	85.11	0.45	78.97	0.35	16.77
55	52.92	8.42	0.12	0.03	85.15	0.03	79.00	0.13	16.90
56	53.33	8.49	0.12	0.05	85.20	0.71	79.71	0.22	17.11
57	53.84	8.57	0.12	0.00	85.20	0.28	79.99	0.00	17.12
58	54.33	8.65	0.12	0.03	85.22	0.14	80.12	1.91	19.03
59	54.66	8.70	0.11	0.03	85.26	0.00	80.13	0.13	19.15
60	55.44	8.82	0.11	0.03	85.28	0.07	80.20	1.69	20.84
61	55.66	8.86	0.11	0.10	85.38	0.02	80.22	0.00	20.85
62	55.89	8.90	0.11	0.11	85.49	0.91	81.12	0.45	21.30
63	56.42	8.98	0.11	0.00	85.49	0.07	81.20	0.02	21.32
64	56.91	9.06	0.11	0.00	85.49	0.00	81.20	5.88	27.20
65	57.29	9.12	0.11	0.03	85.52	0.17	81.37	0.09	27.29
66	57.88	9.21	0.11	0.00	85.52	0.06	81.43	0.43	27.72
67	57.93	9.22	0.11	0.00	85.52	0.01	81.44	0.21	27.93
68	58.04	9.24	0.11	0.01	85.53	0.08	81.51	2.85	30.78
69	58.81	9.36	0.11	0.00	85.53	0.04	81.55	0.98	31.76
70	59.02	9.39	0.11	0.07	85.61	0.11	81.67	0.25	32.01
71	59.33	9.44	0.11	0.26	85.87	0.01	81.67	0.62	32.63
72	59.54	9.48	0.11	0.02	85.88	0.16	81.84	0.01	32.64
73	60.02	9.55	0.10	0.04	85.93	0.63	82.47	2.88	35.51
74	60.46	9.62	0.10	0.06	85.99	0.28	82.75	0.12	35.64
75	60.63	9.65	0.10	0.05	86.04	0.35	83.10	0.49	36.12
76	60.94	9.70	0.10	0.00	86.04	0.19	83.29	1.50	37.63
77	61.50	9.79	0.10	0.01	86.05	0.59	83.88	0.50	38.13
78	61.52	9.79	0.10	0.06	86.11	0.02	83.90	0.51	38.64
79	61.79	9.83	0.10	0.00	86.11	0.00	83.91	0.84	39.48

80	62.05	9.88	0.10	0.00	86.11	0.20	84.10	0.15	39.63
81	62.55	9.95	0.10	0.13	86.24	0.01	84.11	2.12	41.75
82	62.70	9.98	0.10	0.33	86.58	0.02	84.13	0.05	41.79
83	63.19	10.06	0.10	0.02	86.59	0.53	84.66	0.89	42.68
84	63.48	10.10	0.10	0.00	86.59	0.01	84.66	0.07	42.75
85	63.72	10.14	0.10	0.01	86.61	0.17	84.83	0.09	42.84
86	64.44	10.26	0.10	0.05	86.65	0.06	84.90	2.12	44.96
87	64.50	10.27	0.10	0.16	86.81	0.10	85.00	0.00	44.96
88	64.59	10.28	0.10	0.02	86.84	0.01	85.01	0.07	45.03
89	65.07	10.36	0.10	0.00	86.84	0.00	85.01	0.04	45.06
90	65.27	10.39	0.10	0.00	86.84	0.10	85.11	0.29	45.35
91	65.36	10.40	0.10	0.10	86.93	0.08	85.19	0.00	45.36
92	65.86	10.48	0.10	0.04	86.97	0.00	85.19	0.21	45.57
93	66.17	10.53	0.10	0.01	86.98	0.13	85.32	1.01	46.58
94	66.34	10.56	0.09	0.00	86.98	0.10	85.42	0.85	47.42
95	66.36	10.56	0.09	0.25	87.23	0.29	85.71	0.01	47.43
96	66.84	10.64	0.09	0.13	87.37	0.01	85.72	0.08	47.52
97	67.08	10.68	0.09	0.03	87.40	0.09	85.81	2.35	49.87
98	67.73	10.78	0.09	0.11	87.50	0.00	85.81	0.08	49.95
99	67.79	10.79	0.09	0.02	87.52	0.00	85.81	0.26	50.21
100	68.07	10.83	0.09	0.07	87.59	0.09	85.90	0.02	50.23

Si può osservare come una grande quantità di modi di vibrare siano caratterizzati da una percentuale molto bassa di massa partecipante. Il primo modo sia quasi esclusivamente traslazionale in direzione X, con un periodo di 0,47 secondi e una massa partecipante superiore al 58%. A seguire abbiamo dei modi di vibrare che vanno a coinvolgere basse percentuali di massa modale in direzione X ad eccezione dell'undicesimo modo (circa 10%). Per quanto riguarda la massa partecipante in direzione Y possiamo notare come i valori siano quasi sempre inferiori all'unità ad eccezione dei modi 3, 4, 10, 12, 15 e 21 che vanno a coinvolgere rispettivamente il 7%, il 12%, il 24%, il 22%, il 4% e il 2% di massa partecipante.

Per rispettare le prescrizioni della normativa è necessario andare a considerare tutti i modi fino al numero 49 poiché a tale modo di vibrare la massa partecipante totale in direzione X è superiore all'85% (85.05%). In direzione Y si raggiunge l'85% con il modo numero 87.

Come si può notare, il periodo corrispondente al primo modo di vibrare è di 0.47 secondi. Tale valore differisce di poco da quello calcolato mediante l'equazione 5.20 che era di 0.44 secondi.

Nelle seguenti figure vengono riportate le forme deformate corrispondenti ad alcuni modi di vibrare al primo modo di vibrare che come si può notare è prevalentemente traslazionale in direzione X. Inoltre nelle figure 6.33A e 6.33B è riportato il legame tra la percentuale di massa attivata e il corrispondente periodo in direzione X ed Y.

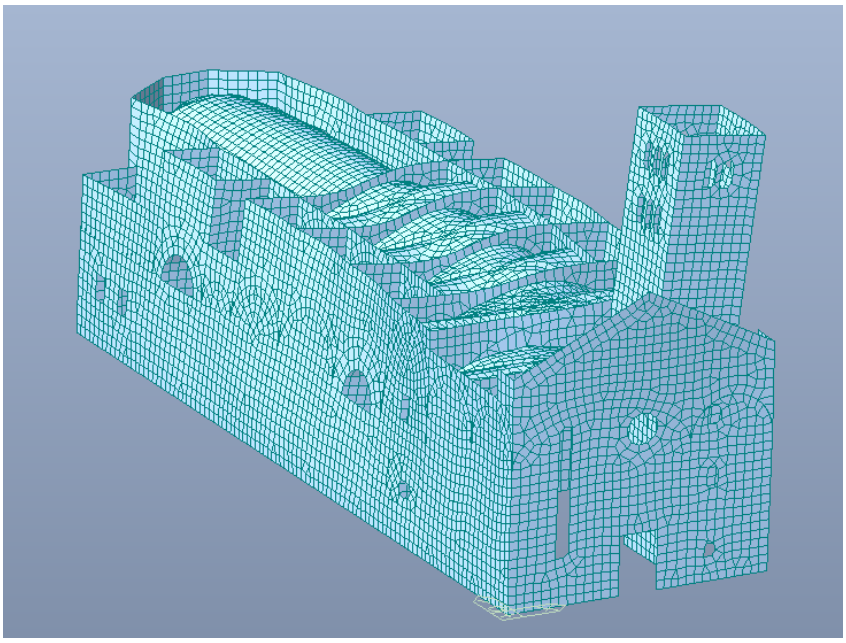

Figura 6.31– Primo modo di vibrare

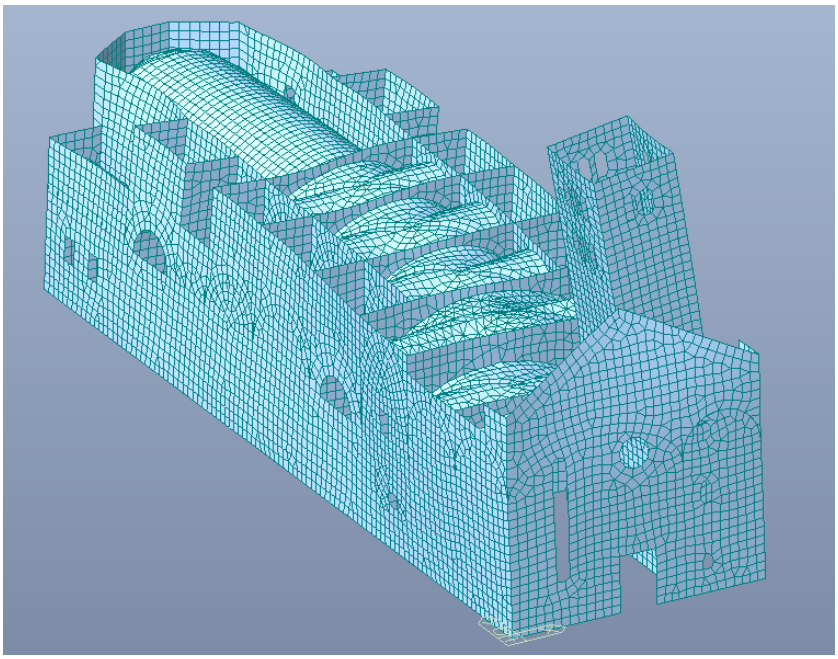

Figura 6.32– Secondo modo di vibrare

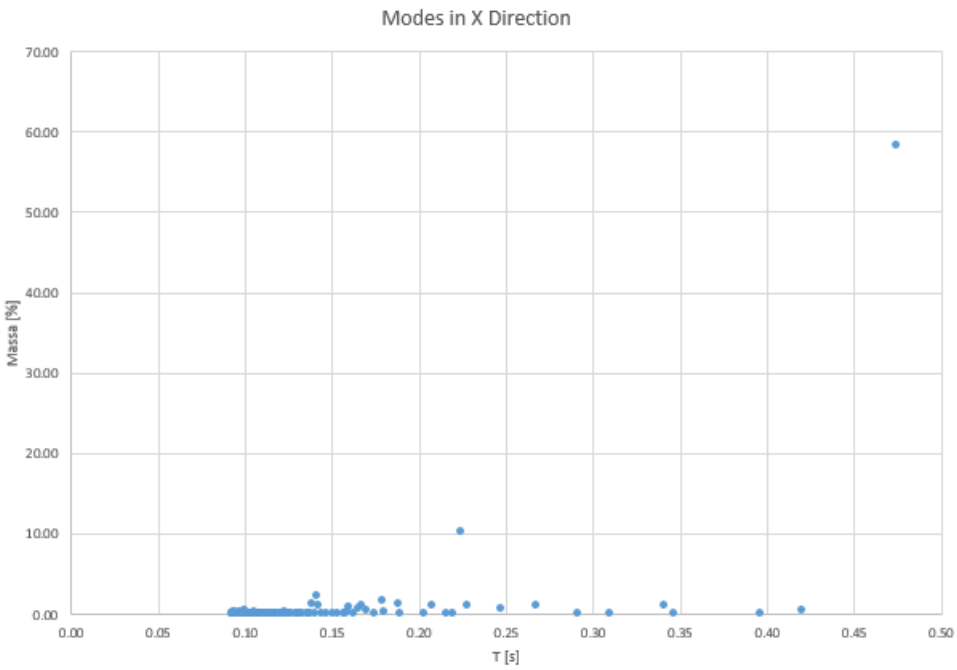

Figura 6.33A– Grafico periodo-massa partecipante in direzione X

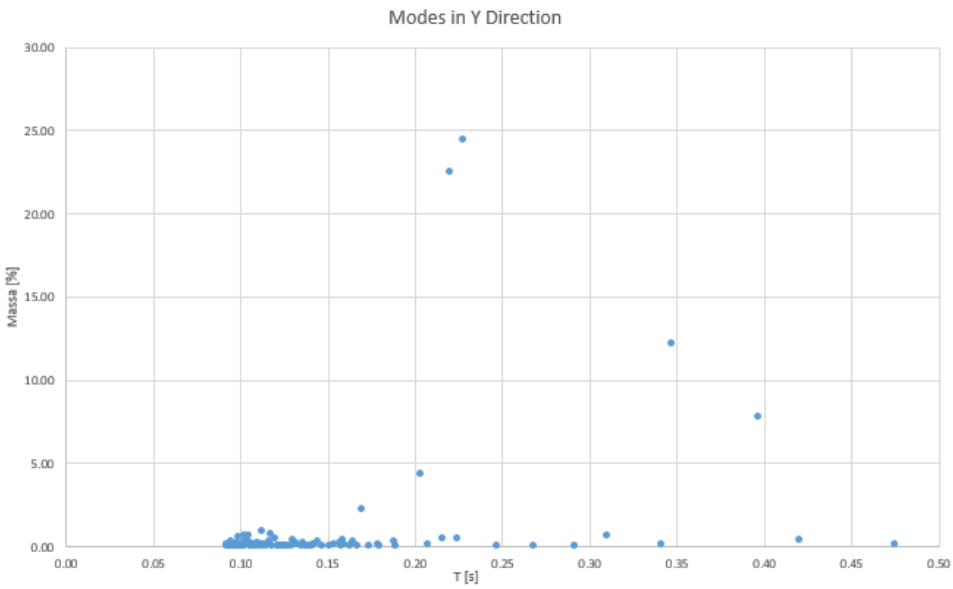

Figura 6.33B– Grafico periodo-massa partecipante in direzione Y

6.3 Verifica delle pareti di muratura

Come indicato nella sezione 6 dell'Eurocodice 6 per eseguire la verifica della resistenza delle pareti di muratura soggette a carico verticale è necessario effettuare delle indagini sulla

geometria del muro, sull'effetto delle eccentricità e sulle proprietà del materiale della muratura. Le ipotesi che vengono effettuate sono 2:

- le sezioni piane rimangano piane;
- la resistenza a trazione della muratura perpendicolare ai giunti orizzontali sia uguale a zero.

Le verifiche che sono state effettuate nel caso della chiesa di San Giovanni sono riferite ai casi di carichi prevalentemente verticali e per carico di taglio.

6.3.1 Verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali

La verifica consiste nel controllare che risulti:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \tag{6.4}$$

Dove N_{Ed} rappresenta la sollecitazione verticale sul setto considerato mentre N_{Rd} è valore di progetto della resistenza ai carichi verticali della parete e vale:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \tag{6.5}$$

Dove:

- Φ è il fattore di riduzione della capacità;
- t è lo spessore della parete;
- f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura e vale $f_d = \frac{f_m}{\Upsilon_m \cdot FC}$, con Υ_m coefficiente parziale del materiale (vale 3 nel caso dell'analisi statica per "Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta" e "Classe di esecuzione 2" mentre vale 2 nel caso dell'analisi sismica), FC è il fattore di confidenza che vale 1,35 come valutato nel paragrafo 3.1 e f_m è la resistenza media a compressione della muratura valutata nel paragrafo 3.2.

Il fattore Φ deve essere valutato in 3 punti diversi della muratura: all'estremità superiore, all'estremità inferiore e a metà della parete. Per quanto riguarda la sezione superiore ed inferiore vale:

$$\Phi = 1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \tag{6.6}$$

Dove l'eccentricità e vale:

$$e = \frac{M_{ed}}{N_{ed}} + e_h + e_{iniz} \tag{6.7}$$

In cui: M_{ed} è il valore di calcolo del momento flettente all'estremità superiore o inferiore della parete; N_{ed} è il valore di calcolo del carico verticale all'estremità superiore o inferiore della parete (M_{ed} e N_{ed} sono stati ottenuti dall'analisi effettuata con Midas GEN); e_h è l'eccentricità in sommità o in fondo alla parete dovuta alle azioni orizzontali; e_{iniz} è l'eccentricità iniziale e vale $e_{iniz} = h_{eff}/450$.
Invece, nel caso di verifica nella sezione di mezzeria della parete il fattore Φ vale:

$$\Phi = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \tag{6.8}$$

Dove e_{mk} è l'eccentricità a metà altezza della parete e vale $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0{,}05t$;

$e_m = \frac{M_{ed}}{N_{ed}} + e_{hm} \pm e_{iniz}$ è l'eccentricità dovuta ai carichi, $e_k = 0.002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m}$ è l'eccentricità dovuta alla deformazione viscosa, mentre M_{ed} è il valore di progetto del momento flettente maggiore agente a metà dell'altezza della parete e N_{ed} è il valore di progetto del carico verticale a metà dell'altezza della parete (entrambi i valori sono stati ottenuti dall'analisi effettuata con Midas GEN); e_{hm} è l'eccentricità a metà altezza risultante dai carichi orizzontali; Φ_∞ è il coefficiente finale di scorrimento viscoso che per le murature in pietra è un valore molto basso mentre per le murature in laterizio varia tra 0,5 e 1,5. Nel nostro caso assumiamo un valore pari a 0,2 poiché ad eccezione della parte superiore del campanile abbiamo una muratura in pietra.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati sia della verifica statica che della verifica sismica riferite alla facciata, al prospetto perimetrale sud e nord.

Tabella 6.4- Verifica statica per carichi prevalentemente verticali, facciata

Facciata

Combinazione fondamentale	
f_m [kN/m²]	1000
γ_m [-]	3
FC [-]	1.35
f_d [kN/m²]	246.91
h [m]	15.4
t [m]	0.85
ϕ_∞	0.2

	Sezione Superiore	Sezione di Mezzeria	Sezione Inferiore
N_{Ed} [kN]	35.20	185.50	348.70
M_{Ed} [kNm]	0.50	-1.00	4.60
ϕ [-]	0.925	0.932	0.936
N_{Rd} [kN]	194.14	195.65	196.44

Tabella 6.5- Verifica statica per carichi prevalentemente verticali, prospetto sud

Prospetto Sud

Combinazione fondamentale	
f_m [kN/m²]	1000
γ_m [-]	3
FC [-]	1.35
f_d [kN/m²]	246.91
h [m]	12.4
t [m]	0.8
ϕ_∞	0.2

	Sezione Superiore	Sezione di Mezzeria	Sezione Inferiore
N_{Ed} [kN]	25.50	162.70	369.40
M_{Ed} [kNm]	1.20	-3.20	29.00
ϕ [-]	0.941	0.980	0.952
N_{Rd} [kN]	185.88	193.64	188.05

Tabella 6.6- Verifica statica per carichi prevalentemente verticali, prospetto nord

Prospetto Nord

Combinazione fondamentale	
f_m [kN/m²]	1000
γ_m [-]	3
FC [-]	1.35
f_d [kN/m²]	246.91
h [m]	12.1
t [m]	0.8
ϕ_∞	0.2

	Sezione Superiore	Sezione di Mezzeria	Sezione Inferiore
N_{Ed} [kN]	22.50	165.50	388.20
M_{Ed} [kNm]	-0.80	4.20	-23.30
ϕ [-]	0.978	0.952	0.917
N_{Rd} [kN]	193.25	188.05	181.17

Tabella 6.7- Verifica sismica per carichi prevalentemente verticali, facciata

Facciata

Combinazione sismica	
f_m [kN/m²]	1000
γ_m [-]	2
FC [-]	1.35
f_d [kN/m²]	370.37
h [m]	15.4
t [m]	0.85
ϕ_∞	0.2

	Sezione Superiore	Sezione di Mezzeria	Sezione Inferiore
N_{Ed} [kN]	35.5	142.2	291.7
M_{Ed} [kNm]	-3.5	-1.5	3.6
ϕ [-]	0.927	0.944	0.935
N_{Rd} [kN]	291.83	297.28	294.35

Tabella 6.8- Verifica sismica per carichi prevalentemente verticali, prospetto sud

Prospetto Sud

Combinazione sismica	
f_m [kN/m²]	1000
γ_m [-]	2
FC [-]	1.35
f_d [kN/m²]	370.37
h [m]	12.4
t [m]	0.8
ϕ_∞	0.2

	Sezione Superiore	Sezione di Mezzeria	Sezione Inferiore
N_{Ed} [kN]	11.2	133.5	268.2
M_{Ed} [kNm]	0.8	-2.4	21.8
ϕ [-]	0.941	0.976	0.932
N_{Rd} [kN]	278.81	289.21	276.15

Tabella 6.9- Verifica sismica per carichi prevalentemente verticali, prospetto nord

Prospetto Nord

Combinazione sismica	
f_m [kN/m²]	1000
γ_m [-]	2
FC [-]	1.35
f_d [kN/m²]	370.37
h [m]	12.1
t [m]	0.8
ϕ_∞	0.2

	Sezione Superiore	Sezione di Mezzeria	Sezione Inferiore
N_{Ed} [kN]	9.3	78.6	251.2
M_{Ed} [kNm]	-0.9	2.9	-19.5
ϕ [-]	0.878	0.894	0.921
N_{Rd} [kN]	260.15	264.89	272.89

Come si può notare dalle tabelle sopra riportate le verifiche delle pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali sono sempre soddisfatte per quanto riguarda l'analisi sismica dove il coefficiente utilizzato per ridurre le caratteristiche del materiale è γ_M=2. Invece per quanto riguarda le verifiche statiche non sempre la verifica è soddisfatta. In particolare per quanto riguarda la sezione inferiore di tutte e tre le parti analizzate (facciata, prospetto sud e prospetto nord) il carico verticale è maggiore del carico resistente. Ciò è dovuto all'utilizzo di un coefficiente statico γ_M=3 e al fattore di confidenza utilizzato (1,35) che è il valore massimo tra quelli utilizzabili. Tutto ciò fornisce un valore resistente più basso del caso sismico.

6.3.2 Verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carico di taglio

La verifica a taglio prevede di andare a controllare che risulti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \tag{6.9}$$

Dove V_{Ed} rappresenta il valore di progetto del carico di taglio applicato alla parete di muratura, mentre V_{Rd} è il valore di progetto della resistenza a taglio della parete e vale:

$$V_{Rd} = l_C \cdot t \cdot f_{vd} \tag{6.10}$$

dove: l_C è la lunghezza della parte compressa della parete; t è lo spessore della parete; f_{vd} è il valore di progetto della resistenza a taglio della muratura calcolata con la seguente equazione $f_{vd} = 1{,}5\frac{\tau_{0d}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{1{,}5\tau_{0d}}}$ e dipende dalla tensione normale media riferita all'area totale della sezione σ_0, da un coefficiente correttivo legato alla distribuzione di sforzi sulla sezione b compreso tra 1 e 1.5, e dalla resistenza a taglio di progetto della muratura τ_{0d} valutata come la resistenza a compressione di progetto: $\tau_d = \frac{\tau_0}{\Upsilon_m \cdot FC}$ dove τ_0 è la resistenza media a taglio della muratura valutata nel paragrafo 3.2.

Nelle tabelle 6.10-6.15 sono riportati i risultati ottenuti per la verifica statica e sismica a taglio nella sezione di mezzeria della facciata, del prospetto sud e del prospetto nord.

Tabella 6.10- Verifica statica a taglio, facciata

Facciata

Combinazione fondamentale	
fvd [kN/m²]	8.57
ϒm [-]	3
FC [-]	1.35
σ0 [kN/m²]	14.88
t [m]	0.85
lc [m]	15.46
b [-]	1.5
τ0 [kN/m²]	20
τ0d [kN/m²]	4.94

VEd [kN]	107.20
VRd [kN]	112.56

Tabella 6.11- Verifica statica a taglio, prospetto sud

Prospetto sud

Combinazione fondamentale	
fvd [kN/m²]	6.18
ϒm [-]	3
FC [-]	1.35
σ0 [kN/m²]	4.19
t [m]	0.8
lc [m]	48.5
b [-]	1.5
τ0 [kN/m²]	20
τ0d [kN/m²]	4.94

VEd [kN]	212.40
VRd [kN]	239.75

Tabella 6.12- Verifica statica a taglio, prospetto nord

Prospetto Nord

Combinazione fondamentale	
fvd [kN/m²]	6.21
ϒm [-]	3
FC [-]	1.35
σ0 [kN/m²]	4.31
t [m]	0.8
lc [m]	50.46
b [-]	1.5
τ0 [kN/m²]	20
τ0d [kN/m²]	4.94

VEd [kN]	180.50
VRd [kN]	250.72

Tabella 6.13- Verifica sismica a taglio, facciata

Facciata

Combinazione sismica	
fvd [kN/m²]	10.41
ϒm [-]	2
FC [-]	1.35
σ0 [kN/m²]	10.82
t [m]	0.85
lc [m]	15.46
b [-]	1.5
τ0 [kN/m²]	20
τ0d [kN/m²]	7.41

VEd [kN]	101.50
VRd [kN]	136.76

Tabella 6.14- Verifica sismica a taglio, prospetto sud

Prospetto sud

Combinazione sismica	
fvd [kN/m²]	8.48
ϒm [-]	2
FC [-]	1.35
σ0 [kN/m²]	3.44
t [m]	0.8
lc [m]	48.5
b [-]	1.5
τ0 [kN/m²]	20
τ0d [kN/m²]	7.41

VEd [kN]	204.70
VRd [kN]	328.90

Tabella 6.15- Verifica sismica a taglio, prospetto nord

Prospetto Nord

Combinazione sismica	
fvd [kN/m²]	8.03
ϒm [-]	2
FC [-]	1.35
σ0 [kN/m²]	1.95
t [m]	0.8
lc [m]	50.46
b [-]	1.5
τ0 [kN/m²]	20
τ0d [kN/m²]	7.41

VEd [kN]	175.80
VRd [kN]	324.20

In questo caso tutte le verifiche, sia statiche che sismiche, sono soddisfatte poiché il taglio resistente è sempre maggiore di quello agente.

7. Conclusioni

L'obiettivo prefissato per il presente lavoro di tesi è stato quello di valutare la vulnerabilità sismica della chiesa di San Giovanni in Avigliana effettuando sia analisi locali sui singoli macroelementi che analisi globali sull'intero modello.

Particolare interesse è stato rivolto inizialmente all'evoluzione storica della costruzione, cercando di analizzare alcuni documenti per poter comprendere al meglio il processo di ampliamento subito dalla chiesa. È stato possibile affermare che l'attuale chiesa di San Giovanni derivi da un'espansione delle modeste dimensioni di un'antica chiesa, quella di San Nicola. Tale processo di trasformazione avvenuto nel XIII secolo è riscontrabile nella mancanza di continuità e di omogeneità per quanto riguarda il materiale. Analizzando infatti la facciata perimetrale che corre lungo il vicolo di accesso alla casa parrocchiale è possibile riconoscere due tipologie di muratura differenti: nella parte inferiore una muratura in pietrame disordinata mentre nella zona superiore, in corrispondenza della torre campanaria, una muratura in mattoni pieni.

Seguendo quanto prescritto dalla Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617 sono stati adottati un livello di conoscenza e un fattore di confidenza congruenti con le informazioni a disposizione sulla costruzione. È stato quindi possibile valutare i parametri meccanici per le due differenti tipologie di muratura utilizzando una tabella della stessa circolare e valutando la possibilità di utilizzare coefficienti correttivi. I valori sono risultati particolarmente bassi per la muratura in pietrame poiché il livello di conoscenza considerato è quello minore tra i tre casi possibili. Tuttavia attraverso un'analisi più approfondita della muratura sono state redatte due schede della muratura tramite le quali è possibile constatare una buona conservazione del materiale, soprattutto della zona di muratura in mattoni pieni.

La parte centrale della tesi ha riguardato l'analisi del comportamento delle singole parti nella quale può essere scomposta la costruzione, i macroelementi. In una prima fase sono stati calcolati i valori dell'indice di sicurezza sismica I_S e del fattore di accelerazione f_a andando ad applicare due metodi semplificati relativi al livello di valutazione LV1 proposti dalle "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale":* uno riferito alle chiese e luoghi di culto mentre l'altro riferito a palazzi e strutture con orizzontamenti intermedi.
Nel primo caso è stato necessario andare a valutare i possibili meccanismi di danno ai quali possono essere soggetti i macroelementi della chiesa e, mediante la compilazione di una scheda proposta dalle Linee Guida, sono stati attribuiti dei punteggi ai presidi antisismici e agli indicatori di vulnerabilità associati a ciascun meccanismo. Ciò ha permesso di calcolare un indice di vulnerabilità i_v pari a 0,45 tramite il quale è stato possibile ricavare i valori dell'accelerazione al suolo corrispondenti sia allo stato limite di danno che a quello di salvaguardia della vita, i valori del periodo di ritorno riferiti agli stessi stati limite ed infine l'indice I_S ed il fattore f_a. I valori ottenuti sono: I_S=0,92 e f_a=0,94.
Il secondo metodo, relativo a palazzi e ville, si basa principalmente sulla geometria dei maschi murari nelle due direzioni principali. Dopo aver individuato la capacità della struttura, valutata mediante il periodo fondamentale T_1 e l'ordinata dello spettro di risposta elastico, è stato

individuato il tempo di ritorno corrispondente allo spettro passante per questo punto che è risultato di 460 anni. Attraverso questo spettro è stato possibile determinare i parametri necessari per calcolare il valore dell'accelerazione capace di provocare il raggiungimento dello SLV ed in seguito dell'indice di sicurezza sismica e del fattore di accelerazione, ottenendo: I_S=0,65 e f_a=0,46.

Tutti i valori ottenuti per l'indice di sicurezza e per il fattore di accelerazione risultano inferiori all'unità testimoniando una certa vulnerabilità sismica dell'edificio. Tuttavia, mentre i valori ottenuti con il metodo riferito ai luoghi di culto sono prossimi ad 1, quelli ricavati con il secondo metodo sono notevolmente inferiori. Ciò è dovuto al fatto che questo secondo metodo può essere applicato ad una tipologia strutturale che presenti un sistema di pareti portanti perimetrali ed interne e un sistema di orizzontamenti intermedi. Le chiese non appartengono a questa categoria poiché la configurazione tipica delle chiese prevede grandi aule e la mancanza di orizzontamenti intermedi di collegamento ed infatti i risultati ottenuti tramite questo metodo risultano sfavorevoli poiché la rigidezza nelle due direzioni è molto diversa. Ciò nonostante si è voluto applicare anche questo metodo per poter effettuare un confronto tra i due procedimenti ed in conclusione si può affermare che, in presenza di una conoscenza approfondita della geometria della costruzione, se si vuole effettuare una prima analisi semplificata e speditiva del comportamento della costruzione ed ottenere risultati più cautelativi si può applicare questo secondo metodo anche ai luoghi di culto.

In seguito, dopo aver valutato le principali dimensioni geometriche ed aver definito tre parametri adimensionali rappresentativi della compattezza in pianta e della snellezza massima e minima della costruzione, sono stati effettuati dei controlli riguardanti la resistenza tagliante alla base in direzione longitudinale e trasversale. In entrambe le direzioni i valori ottenuti rispettano i requisiti minimi imposti dall'Eurocodice 8 e dall'OPCM 3431/05.

Dopo aver individuato i macroelementi in direzione longitudinale e trasversale costituenti la costruzione è stato calcolato per ognuno di essi un coefficiente f funzione dell'area totale e dell'area dei fori del macroelemento. Tale parametro ha consentito di calcolare la ripartizione del taglio tra i diversi macroelementi per i casi di azione sismica longitudinale e trasversale. I risultati sono stati riportati su due istogrammi che hanno mostrato come i macroelementi posti ortogonalmente all'azione sismica manifestino una risposta particolarmente bassa, soprattutto nel caso di azione sismica longitudinale.

L'ultima parte dell'analisi locale ha riguardato la valutazione del moltiplicatore di collasso per i principali macroelementi. Mediante un approccio semplificato basato sul Principio dei Lavori Virtuali è stato possibile calcolare i moltiplicatori di collasso λ associati ai vari meccanismi di collasso. Dai risultati ottenuti è emersa un'elevata vulnerabilità dei meccanismi fuori dal piano soprattutto nel caso di cattivo ammorsamento tra la facciata e i muri trasversali. Le situazioni più critiche sono quelle che riguardano la facciata (per meccanismi fuori dal piano) e le arcate longitudinali. In questi casi infatti il valore di λ è risultato particolarmente basso.

In conclusione è stato valutato il comportamento globale della costruzione realizzando un modello geometrico con il software Midas FX+. La difficoltà nel realizzare alcune parti della costruzione (in particolare le volte a crociera) ci ha spinto a realizzare un secondo modello semplificato per poter confrontare i risultati. Le analisi sono state svolte mediante il programma di calcolo Midas GEN e i risultati dell'analisi statica hanno evidenziato un valore di spostamento massimo maggiore nel caso del modello semplificato localizzato non nelle volte a

crociera della navata ma nella piastra corrispondente alla volta ad unghiatura presente nella zona terminale della navata.

L'analisi modale ha permesso di valutare i modi di vibrare ed analizzare la relazione tra la percentuale di massa attivata in direzione X e Y e il corrispondente periodo mostrando come solo pochi modi di vibrare vadano a coinvolgere percentuali di massa superiori all'1%.

Infine sono state svolte due verifiche per le pareti di muratura come indicato nell'Eurocodice 6: la verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali e la verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carico di taglio. Tali verifiche sono state svolte per la facciata e per i prospetti longitudinali e solo nel caso dell'analisi statica riferita alla sezione di base delle pareti considerate le verifiche non sono state soddisfatte. Questo è dovuto all'utilizzo di un fattore di confidenza scelto particolarmente alto che va a ridurre la resistenza del materiale.

Bibliografia

Libri

COLOMBINI S., *Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e in muratura,* Roma, EPC S.r.l. Socio Unico, 2014

LOURENÇO, P.B., OLIVEIRA D.V., LEITE J.C., INGHAM J.M. MODENA C., DA PORTO F., *Simplified indexes for the seismic assessment of masonry buildings: International database and validation*. Engineering Failure Analysis, 2013

NESTA P., *La chiesa di San Giovanni di Avigliana,* Torino, Edizioni del Graffio, 2011

PODESTÀ S., *Vulnerabilità sismica di edifici in muratura, aggiornato a NTC e Linee guida per la valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica*, Palermo, Dario Flaccovio Editore, 2012

Normative di riferimento

Circolare 2 febbraio 2009, n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Circolare MiBAC n. 26 2 dicembre 2010, 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 2018)

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 Norme Tecniche per le Costruzioni

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni

Eurocodice 6, UNI EN 1996-1-1, Gennaio 2006, Progettazione delle strutture di muratura. Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

Eurocodice 8, UNI EN 1998-1, Marzo 2005, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche ed all'applicazione dell'Ordinanza 3274/2003 e smi (emanate in ottemperanza all'art. 3 dell'Ordinanza P.C.M. 3431/05)

OPCM 3431, 3 maggio 2005, Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici

Tesi

BRANDONISIO G., *Analisi di edifici a pianta basilicale soggetti ad azioni sismiche*, Dottorato di ricerca in "Consolidamento e Adeguamento Strutturale", Seconda Università degli Studi di Napoli, 2007

CONTI S., *Edifici storici a pianta basilicale: analisi con modelli meccanici e valutazione degli effetti a lungo termine*, Tesi di Laurea Magistrale, Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, Torino, 2018

Appendice 1

Analisi dei carichi

Peso proprio

Il peso proprio è stato calcolato mediante il software Midas Gen dopo aver creato la geometria ed aver inserito le caratteristiche del materiale. Come specificato nel Capitolo 3 sono stati individuati due materiali diversi e i parametri meccanici inseriti sono riportati in Tabella A1.1 e A1.2

Tabella A1.1- Parametri dei materiali per muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)

Modulo elastico E [MPa]	870
Densità w [Kg/m^3]	19
Coefficiente di Poisson ν [-]	0.25

Tabella A1.2- Parametri dei materiali per muratura in mattoni pieni e malta di calce

Modulo elastico E [MPa]	1500
Densità w [Kg/m^3]	18
Coefficiente di Poisson ν [-]	0.25

Peso della copertura

Il peso della copertura è stato applicato nei punti in cui questo viene scaricato sulla muratura poiché la copertura non è stata modellata. La copertura è realizzata con un sistema di capriate e terzere in legno sormontate da un manto di copertura in coppi. In sito sono state misurate le dimensioni di tutti gli elementi costituenti una capriata (le dimensioni degli elementi delle varie capriate non sono tutti uguali) e i valori sono riportati nella seguente tabella, mentre in Figura A1.1 è riportata la fotografia di una capriata.

Tabella A1.3- Dimensione degli elementi di una capriata

ELEMENTO	**BASE** [m]	**ALTEZZA** [m]	**LUNGHEZZA** [m]
Puntone	0.26	0.26	7.6
Monaco	0.21	0.21	2.85
Catena	0.32	0.26	13.7
Saettoni	0.16	0.16	2.7

Figura A1.1- Fotografia di una capriata della chiesa di San Giovanni (settembre 2018)

Il peso proprio considerato per la copertura è di 1 kN/m^2. Questo carico deve essere riportato a metro lineare per poter essere applicato negli "Edge" del modello globale.

Carico permanente sulla copertura

Il carico permanete sulla copertura corrisponde al peso del manto di copertura in coppi il cui peso specifico è stato scelto come il peso della copertura, pari a 1 kN/m^2. Come per il carico della copertura, anche in questo caso è necessario riportare a metro lineare questo valore.

Carico accidentale: Carico Neve

L'azione della neve è stata valutata mediante la NTC 2018, andando a definire il carico provocato dalla neve sulla copertura mediante l'equazione A1.1.

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \qquad \text{(A1.1)}$$

Dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [KN/m^2], valutato per un periodo di ritorno di 50 anni;
- μ_i è il coefficiente di forma sulla copertura, funzione dell'inclinazione della falda e della tipologia di copertura, sia assume un valore di 0,8 poiché siamo nel caso di copertura ad una o a due falde con un angolo minore di 30° tra le falde e l'orizzontale;
- C_E il coefficiente di esposizione variabile tra 0,9 e 1,1, nel nostro caso si assume Ce = 1,0 poiché siamo nel caso di "Topografia Normale";
- C_t è il coefficiente termico, in assenza di dati specifici o in presenza di sottotetto non riscaldato si assume Ct = 1,0.

Il valore di q_{sk} dipende dalla zona in cui è situata la costruzione. Avigliana si trova in "Zona I-Alpina" ad una quota di 383 m s.l.m. Viene dunque applicata l'equazione 3.4.2 della NTC 2018 riportata di seguito:

$$q_{sk} = 1{,}39 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{728}\right)^2\right] \quad \text{kN/m}^2 \qquad \text{(A1.2)}$$

Si ottiene q_{sk}=1,775 kN/m^2. Tornando all'equazione A1.1 si ottiene q_s=1,42 [kN/m²].

Appendice 2

Di seguito si riporta la Figura A2.1 rappresentante i maschi murari individuati in direzione x ed y.

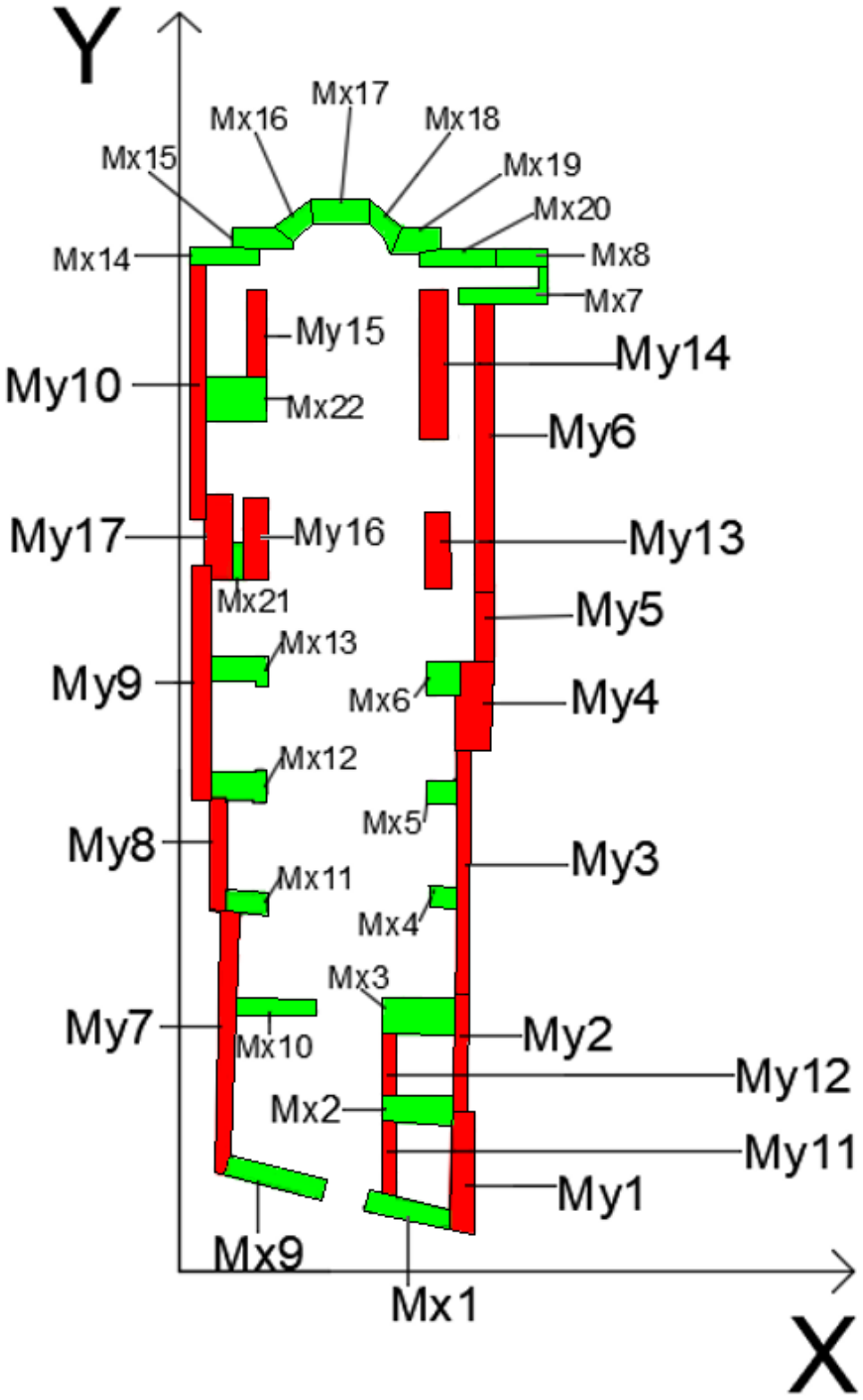

Figura A2.1- Maschi murari individuati in direzione X (in verde) e in direzione Y (in rosso)

Per effettuare il calcolo del coefficiente β_{xi}, che compare nell'equazione 5.13 della resistenza al taglio dell'edificio, è necessario stimare l'eccentricità e_{yi} tra centro delle rigidezze e baricentro delle masse y_g, e la distanza d_{yi} tra baricentro delle rigidezze e la parete più esterna in direzione x. Lo stesso ragionamento va fatto per β_{yi}.

Di seguito si riporta le tabelle contenenti i valori riferiti ai maschi murari in direzione x ed y.

Tabella A2.1- Caratteristiche geometriche dei maschi murari in direzione X

Maschio murario	Area [m^2]	x_i [m]	y_i [m]	d_x [m]	d_y [m]
Mx_1	3.73	12.13	3.29	4.46	0.9
Mx_2	4.69	12.63	8.53	3.65	1.27
Mx_3	6.82	12.78	13.49	3.82	1.82
Mx_4	1.3	13.98	19.8	1.39	0.94
Mx_5	1.27	13.95	25.4	1.46	0.86
Mx_6	2.49	13.93	31.37	1.57	1.56
Mx_7	2.87	17.14	51.63	4.48	0.65
Mx_8	1.78	18.22	53.66	2.31	0.76
Mx_9	4.37	4.99	4.96	5.05	0.88
Mx_{10}	2.54	5.03	14.01	4.24	0.61
Mx_{11}	2.17	3.44	19.52	2.11	1.05
Mx_{12}	3.75	3.06	25.72	2.86	1.31
Mx_{13}	3.4	3.05	31.82	2.86	1.21
Mx_{14}	2.62	2.42	53.66	3.53	0.74
Mx_{15}	3.3	4.32	54.56	3.12	1.06
Mx_{16}	1.28	6.39	55.58	1.85	1.02
Mx_{17}	2.69	8.48	56.07	2.97	0.91
Mx_{18}	1.18	10.57	55.58	1.68	0.89
Mx_{19}	2.7	12.36	54.56	2.56	1.05
Mx_{20}	2.08	14.14	53.66	2.77	0.76
Mx_{21}	1.36	3.05	37.46	0.74	1.81
Mx_{22}	6.90	3.01	46.13	3.1	2.23

Maschio murario	J_x [m^4]	J_y [m^4]	$J_x \cdot x_i$	$J_y \cdot y_i$	$A^* x_i$	$A^* y_i$
Mx_1	0.27	6.65	3.29	21.89	45.24	12.27
Mx_2	0.62	5.15	7.87	43.90	59.23	40.01
Mx_3	1.92	8.45	24.53	114.05	87.16	92.00
Mx_4	0.10	0.21	1.35	4.17	18.17	25.74
Mx_5	0.08	0.22	1.08	5.67	17.72	32.26
Mx_6	0.50	0.50	6.92	15.78	34.69	78.11
Mx_7	0.10	4.87	1.76	251.46	49.19	148.18
Mx_8	0.08	0.78	1.54	41.89	32.43	95.51
Mx_9	0.29	9.44	1.43	46.84	21.81	21.68
Mx_{10}	0.08	3.87	0.40	54.29	12.78	35.59
Mx_{11}	0.20	0.82	0.70	16.04	7.46	42.36
Mx_{12}	0.54	2.55	1.64	65.68	11.48	96.45
Mx_{13}	0.42	2.36	1.29	75.06	10.37	108.19
Mx_{14}	0.12	2.71	0.29	145.55	6.34	140.59
Mx_{15}	0.31	2.68	1.34	146.37	14.26	180.05
Mx_{16}	0.16	0.54	1.05	29.91	8.18	71.14
Mx_{17}	0.19	1.99	1.58	111.39	22.81	150.83

Mx_{18}	0.10	0.35	1.04	19.55	12.47	65.58
Mx_{19}	0.25	1.47	3.05	80.09	33.37	147.31
Mx_{20}	0.10	1.35	1.43	72.23	29.41	111.61
Mx_{21}	0.37	0.06	1.12	2.29	4.15	50.95
Mx_{22}	2.86	5.54	8.62	255.38	20.77	318.30

Tabella A2.2- Caratteristiche geometriche dei maschi murari in direzione Y

Maschio murario	Area [m^2]	x_i [m]	y_i [m]	d_x [m]	d_y [m]
My_1	6.84	14.9	5.69	1.28	6.25
My_2	3.61	14.88	12.05	0.67	6.33
My_3	6.59	14.93	20.77	0.47	13.12
My_4	8.14	15.57	29.86	1.86	4.39
My_5	2.53	16.27	34.17	0.61	4.06
My_6	10.36	16.19	43.33	0.63	14.98
My_7	9.57	2.41	10.76	0.56	13.75
My_8	4.33	2.05	22.04	0.71	6.05
My_9	10.93	1.16	30.96	0.88	12.16
My_{10}	8.67	1	47.4	0.72	13.49
My_{11}	2.1	11.06	5.94	0.53	3.97
My_{12}	1.79	11.11	10.92	0.53	3.29
My_{13}	4.73	13.62	38.3	1.29	3.8
My_{14}	9.2	13.41	48.06	1.19	7.71
My_{15}	3.91	4.13	49.53	0.86	4.57
My_{16}	4.86	4.02	38.78	1.2	4.14
My_{17}	4.7	2.13	38.78	1.05	4.34

Maschio murario	J_x [m^4]	J_y [m^4]	$J_x \cdot x_i$	$J_y \cdot y_i$	$A^* x_i$	$A^* y_i$
My_1	26.04	1.09	388.02	6.21	101.92	38.92
My_2	14.16	0.16	210.72	1.91	53.72	43.50
My_3	88.45	0.11	1320.62	2.36	98.39	136.87
My_4	13.11	2.35	204.18	70.29	126.74	243.06
My_5	3.40	0.08	55.35	2.62	41.16	86.45
My_6	176.48	0.31	2857.21	13.53	167.73	448.90
My_7	121.32	0.20	292.37	2.17	23.06	102.97
My_8	13.10	0.18	26.86	3.98	8.88	95.43
My_9	131.86	0.69	152.95	21.38	12.68	338.39
My_{10}	147.29	0.42	147.29	19.89	8.67	410.96
My_{11}	2.76	0.05	30.56	0.29	23.23	12.47
My_{12}	1.57	0.04	17.47	0.45	19.89	19.55
My_{13}	5.90	0.68	80.34	26.04	64.42	181.16
My_{14}	45.45	1.08	609.48	52.04	123.37	442.15
My_{15}	6.84	0.24	28.25	12.00	16.15	193.66
My_{16}	7.10	0.60	28.53	23.12	19.54	188.47
My_{17}	7.15	0.42	15.24	16.24	10.01	182.27

Mediante tali valori è possibile calcolare i momenti statici S_x e S_y e di conseguenza il baricentro delle masse e delle rigidezze che valgono rispettivamente:

- Baricentro delle masse x_g=7,96 m; y_g=31,10 m.

- Baricentro delle rigidezze x_k=8,80 m; y_k=26,57 m.

Risulta quindi e_{yi}=0,84 m e d_{yi}=8,56 m, mentre nell'altra direzione e_{xi}=4,53 m e $d_{xi} = 29{,}96\ m$. Applicando l'equazione 5.15 si può calcolare β_{xi} = 1,20 e $\beta_{yi} = 1{,}30$.

Appendice 3

Geometria dei macroelementi

Come indicato nel paragrafo 5.4 sono stati individuati 15 macroelementi: 4 in direzione longitudinale e 11 in direzione trasversale. In Figura A3.1 si riporta la pianta dove sono indicati i macroelementi.

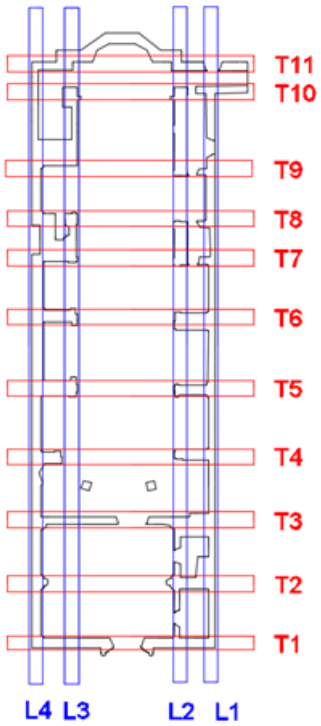

Figura A3.1- Macroelementi individuati in direzione longitudinale e trasversale della chiesa San Giovanni in Avigliana

Per poter calcolare il coefficiente *f* è stato necessario valutare le aree di muratura piena (indicate con la lettera A) e dei fori (indicate con la lettera F) di ciascun macroelemento. Il calcolo delle aree è stato fatto tramite AutoCAD.

Di seguito si riportano i valori corrispondenti ai macroelementi longitudinali.

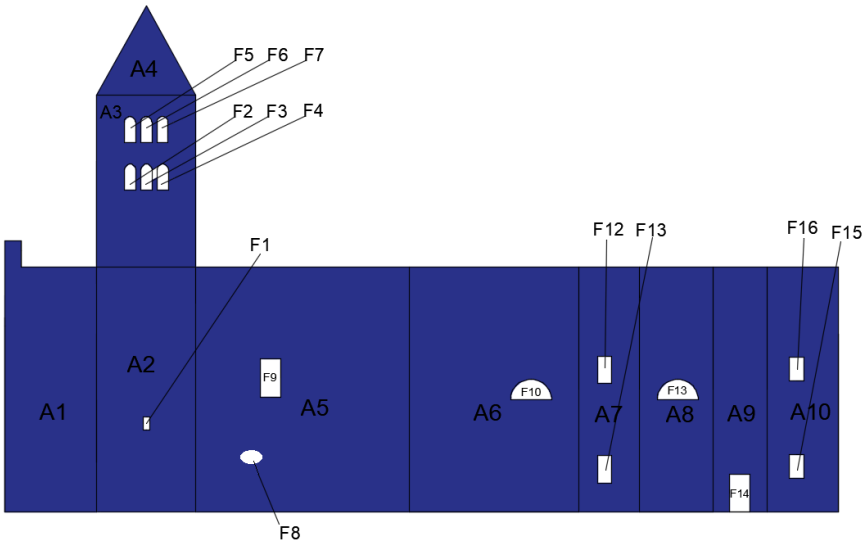

Figura A3.2- Macroelemento L1 prospetto longitudinale esterno, facciata meridionale

Tabella A3.1-Caratteristiche geometriche del macroelemento L1

Elemento	**Area** [m^2]
A1	86.81
A2	90.24
A3	57.21
A4	16.59
A5	192.39
A6	154.01
A7	52.71
A8	65.67
A9	46.48
A10	61.31
F1	0.32
F2	1.07
F3	1.07
F4	1.07
F5	1.07
F6	1.07
F7	1.07
F8	1.14
F9	3.12
F10	2.44
F11	1.43
F12	1.43
F13	2.44
F14	2.9
F15	1.32

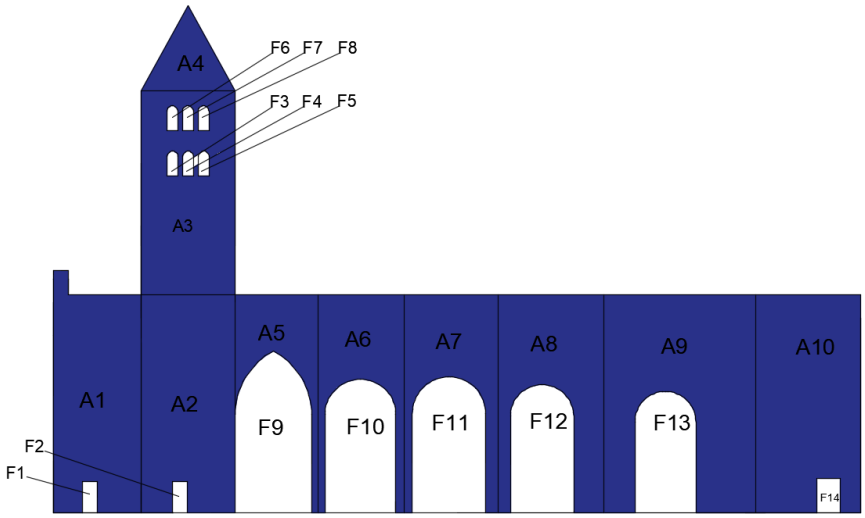

Figura A3.3- Macroelemento L2 arcata longitudinale

Tabella A3.2-Caratteristiche geometriche del macroelemento L2

Elemento	**Area** [m^2]
A1	77.93
A2	82.82
A3	72.88
A4	16.59
A5	29.38
A6	40.39
A7	45.59
A8	64.14
A9	107.61
A10	87.45
F1	1.9
F2	1.9
F3	1.07
F4	1.07
F5	1.07
F6	1.07
F7	1.07
F8	1.07
F9	45.41
F10	36.67
F11	38.68
F12	31.35
F13	28.62
F14	7.04

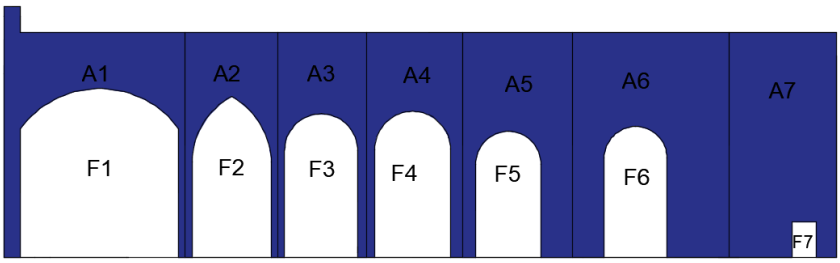

Figura A3.4- Macroelemento L3 arcata longitudinale

Tabella A3.3-Caratteristiche geometriche del macroelemento L3

Elemento	Area [m^2]
A1	63.8
A2	37.67
A3	39.18
A4	44.91
A5	65.93
A6	98.54
A7	84.56
F1	95.81
F2	43.25
F3	38.18
F4	40.1
F5	29.96
F6	29.85
F7	3.28

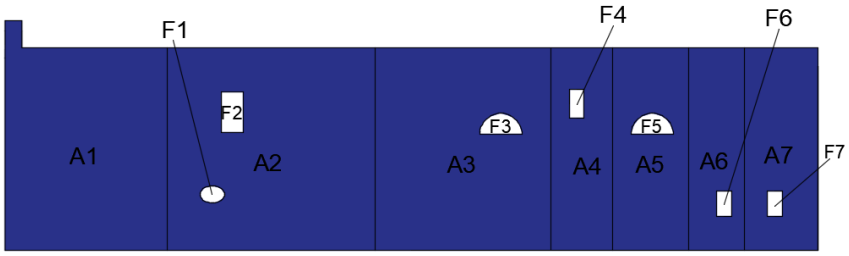

Figura A3.5- Macroelemento L4 prospetto longitudinale esterno

Tabella A3.4-Caratteristiche geometriche del macroelemento L4

Elemento	Area [m^2]
A1	116.9
A2	144.17
A3	122.73
A4	42.75
A5	52.04
A6	38.44
A7	50.21
F1	1.14
F2	3.02

F3	2.44
F4	1.43
F5	2.44
F6	1.32
F7	1.32

Lo stesso procedimento viene seguito per i 11 macroelementi trasversali.

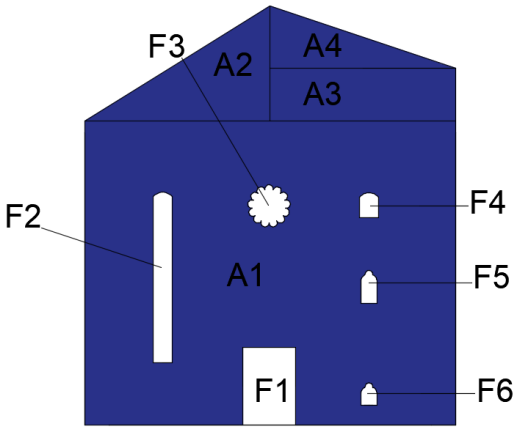

Figura A3.6- Macroelemento T1 facciata

Tabella A3.5-Caratteristiche geometriche del macroelemento T1

Elemento	**Area** [m^2]
A1	189.17
A2	19.63
A3	17.92
A4	10.67
F1	7.54
F2	5.82
F3	2.25
F4	0.82
F5	0.82
F6	0.55

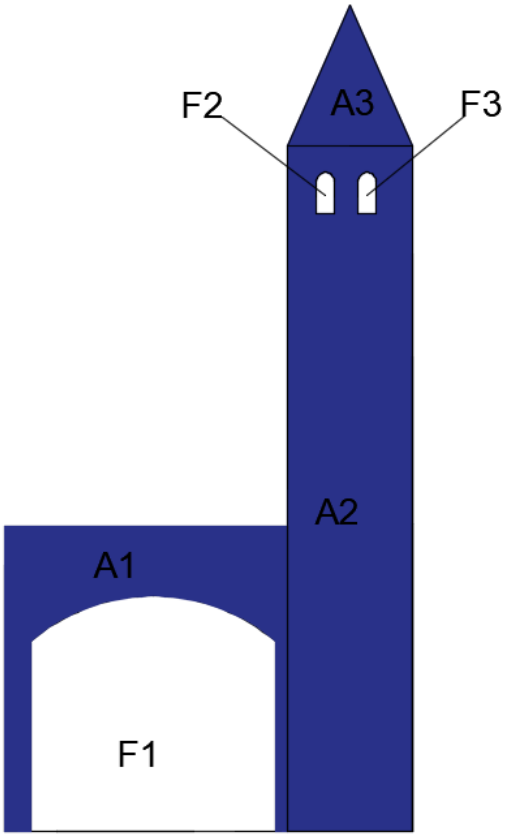

Figura A3.7- Macroelemento T2 arcata trasversale con campanile

Tabella A3.6-Caratteristiche geometriche del macroelemento T2

Elemento	**Area** [m^2]
A1	80.95
A2	127.41
A3	13.37
F1	81.72
F2	1.06
F3	1.06

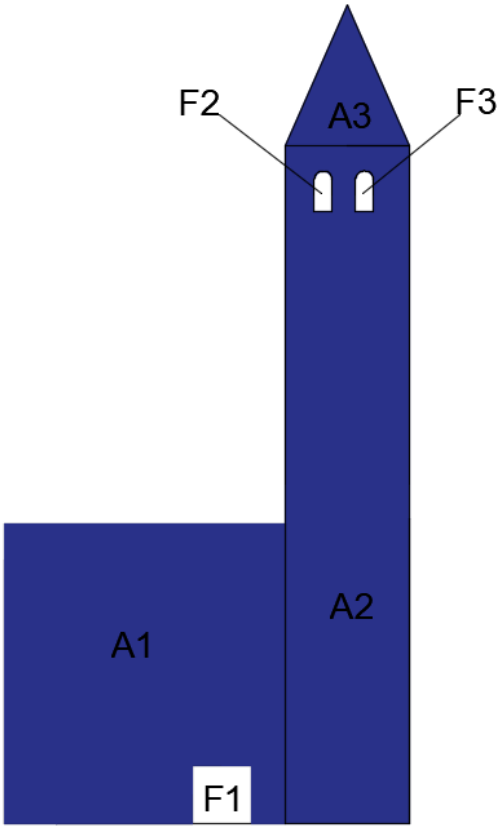

Figura A3.8- Macroelemento T3 arcata trasversale con campanile

Tabella A3.7-Caratteristiche geometriche del macroelemento T3

Elemento	**Area** [m^2]
A1	124.16
A2	60.58
A3	13.36
F1	5.36
F2	1.06
F3	1.06

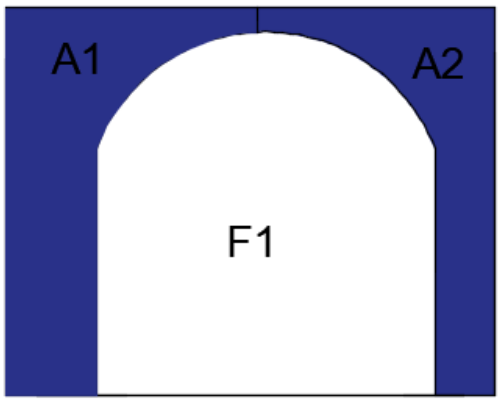

Figura A3.9- Macroelemento T4 arcata trasversale

Tabella A3.8-Caratteristiche geometriche del macroelemento T4

Elemento	Area [m^2]
A1	61.53
A2	53.28
F1	117.46

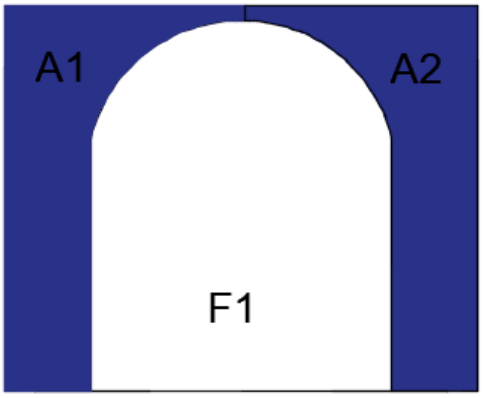

Figura A3.10- Macroelemento T5 arcata trasversale

Tabella A3.9-Caratteristiche geometriche del macroelemento T5

Elemento	Area [m^2]
A1	60.26
A2	56.16
F1	115.0

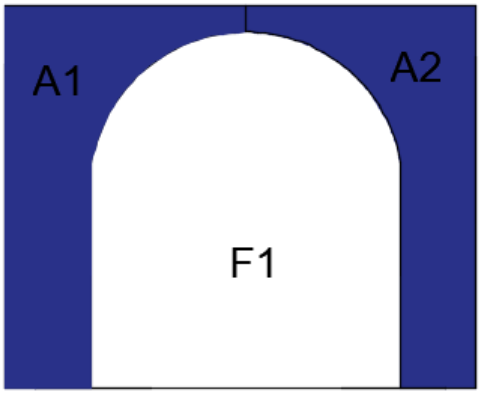

Figura A3.11- Macroelemento T6 arcata trasversale

Tabella A3.10-Caratteristiche geometriche del macroelemento T6

Elemento	Area [m^2]
A1	59.85
A2	53.51
F1	112.69

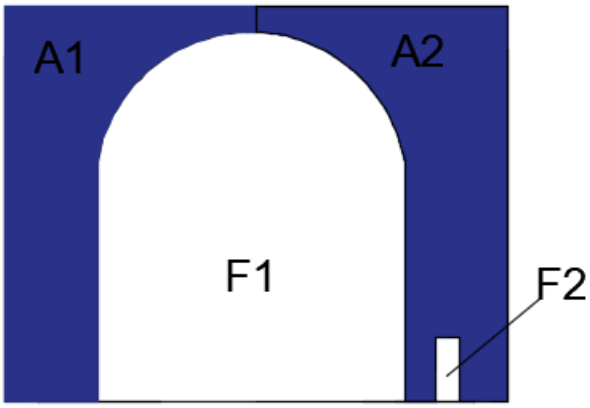

Figura A3.12- Macroelemento T7 arcata trasversale

Tabella A3.11-Caratteristiche geometriche del macroelemento T7

Elemento	Area [m^2]
A1	60.32
A2	63.55
F1	102.73
F2	1.56

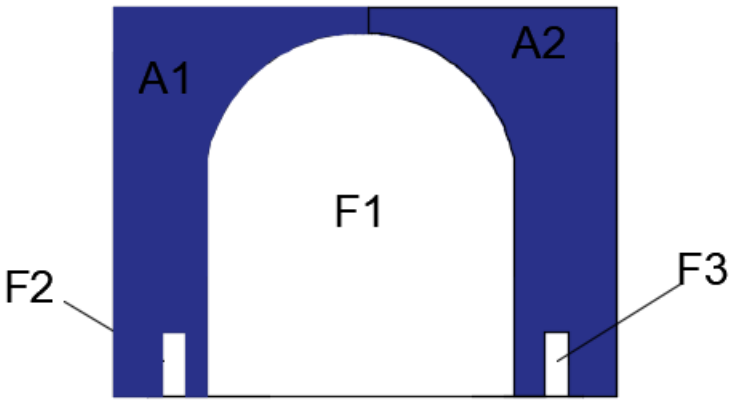

Figura A3.13- Macroelemento T8 arcata trasversale

Tabella A3.12-Caratteristiche geometriche del macroelemento T8

Elemento	Area [m^2]
A1	59.42
A2	63.35
F1	101.45
F2	1.56
F3	1.56

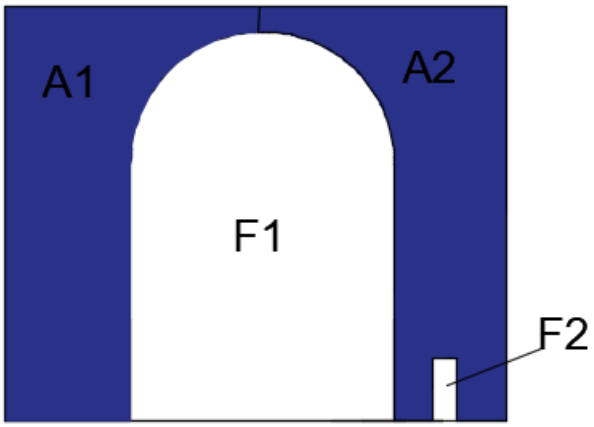

Figura A3.14- Macroelemento T9 arcata trasversale

Tabella A3.13-Caratteristiche geometriche del macroelemento T9

Elemento	Area [m^2]
A1	68.69
A2	60.35
F1	94.63
F2	1.56

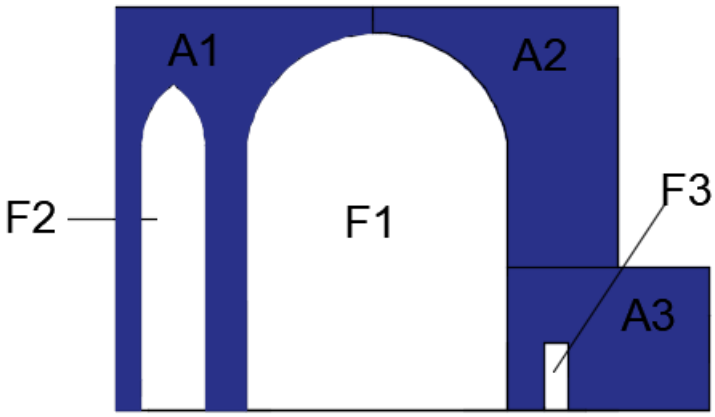

Figura A3.15- Macroelemento T10 arcata trasversale

Tabella A3.14-Caratteristiche geometriche del macroelemento T10

Elemento	Area [m^2]
A1	51.47
A2	48.94
A3	27.15
F1	90.34
F2	19.98
F3	1.6

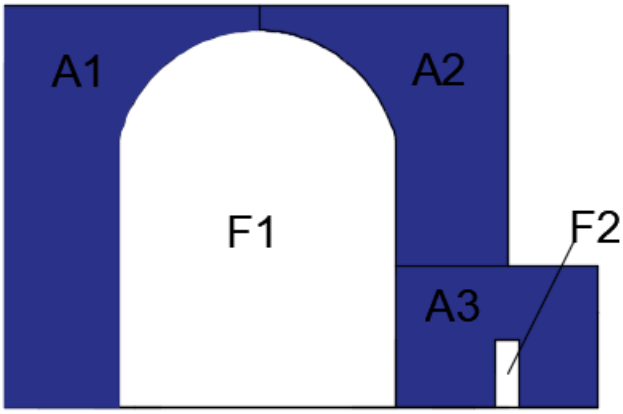

Figura A3.16- Macroelemento T11 arcata terminale

Tabella A3.15-Caratteristiche geometriche del macroelemento T11

Elemento	Area [m^2]
A1	65.15
A2	49.24
A3	27.15
F1	96.44
F2	1.6

Dopo aver valutato queste aree è possibile calcolare il coefficiente *f* come riportato nel paragrafo 5.4, Tabella 5.19.

Moltiplicatori di collasso

Di seguito vengono riportate delle tabelle contenenti i valori utilizzati per determinare i moltiplicatori di collasso dei vari macroelementi

Facciata

Per la facciata sono stati presi in considerazione tre meccanismi nel piano e tre fuori dal piano. La figura di riferimento della facciata è la figura A3.6 riportata in precedenza mentre per quanto riguarda le volte agenti sulla facciata si faccia riferimento alla figura 5.19 dove i due spicchi di volta a crociera sono stati indicati con V1 e V2 mentre la volta a botte con V3. Invece per l'area di influenza della copertura che scarica sulla facciata si faccia riferimento alla figura 5.18 dove l'area evidenziata in blu è stata chiamata C1.

Il primo meccanismo considerato è il ribaltamento con centro di rotazione in basso a destra (tutte le misure legate alle distanze sono calcolate rispetto a questo punto) e per valutare il moltiplicatore di collasso è necessario conoscere il coefficiente χ che è funzione delle caratteristiche geometriche della parete, del peso della copertura e del peso della facciata. Sono stati calcolati sia il baricentro dell'area piena che dei fori. Di seguito si riportano le tabelle necessarie a valutare i parametri contenuti in Tabella 5.23.

Tabella A3.16- Calcolo del baricentro della facciata piena

Muro	$A_{i,muro}$ [m^2]	A_{muro} tot [m^2]	$b_{i,muro}$ [m]	$h_{i,muro}$ [m]	$d_{xi,muro}$	$d_{yi,muro}$	$X_{gi,muro}$	$Y_{gi,muro}$
A1	189.13	237.35	15.86	12.55	0	0	7.93	6.53
A2	19.63		7.93	4.95	0	13.05	6.25	14.36
A3	17.92		7.93	2.26	7.93	13.05	11.90	14.26
A4	10.67		7.93	2.69	7.93	15.31	9.54	16.10

Muro	$S_{yi,muro}$	$S_{xi,muro}$	$S_{y,muro}$	$S_{x,muro}$	$X_{G,muro}$	$Y_{G,muro}$
A1	1499.80	1235.02	1937.53	1944.23	8.16	8.19
A2	122.69	281.89				
A3	213.25	255.54				
A4	101.79	171.79				

Tabella A3.17- Calcolo del baricentro dei fori nella facciata

Foro	A_{foro} [m^2]	A_{foro} tot [m^2]	b_{foro} [m]	h_{foro} [m]	$d_{xi,foro}$	$d_{yi,foro}$	$X_{gi,foro}$	$Y_{gi,foro}$
F1	7.54	17.78	2.25	3.35	6.76	0.00	7.89	1.68
$F2_{rett}$	5.71		0.80	7.14	12.13	2.66	12.54	6.23
$F2_{triang}$	0.12		0.80	0.30	12.13	9.80	12.54	9.88
F3	2.25		1.85	1.85	6.98	8.46	7.99	9.43
$F4_{rett}$	0.72		0.67	1.07	3.30	8.89	3.70	9.34
$F4_{triang}$	0.10		0.67	0.28	3.30	9.79	3.70	9.88
$F5_{rett}$	0.61		0.60	1.02	3.37	5.22	3.70	5.72
$F5_{triang}$	0.19		0.60	0.53	3.37	6.22	3.70	6.27
$F6_{rett}$	0.36		0.67	0.54	2.93	0.84	3.70	1.11
$F6_{triang}$	0.18		0.67	0.53	2.93	1.38	3.70	1.49

Foro	$S_{yi,foro}$	$S_{xi,foro}$	$S_{y,foro}$	$S_{x,foro}$	$X_{G,foro}$	$Y_{G,foro}$
F1	59.47	12.66	158.58	83.70	8.92	4.71
$F2_{rett}$	71.63	35.59				
$F2_{triang}$	1.50	1.19				
F3	17.98	21.22				
$F4_{rett}$	2.65	6.70				
$F4_{triang}$	0.37	0.99				
$F5_{rett}$	2.26	3.50				
$F5_{triang}$	0.70	1.19				
$F6_{rett}$	1.34	0.40				
$F6_{triang}$	0.67	0.27				

Tabella A3.18- Calcolo del baricentro delle volte

Volta	$A_{i,volta}$ [m^2]	$A_{tot,volte}$ [m^2]	Υ [kN/m^3]	s [m]	$d_{xi,volte}$	$d_{yi,volte}$	$X_{gi,volte}$	$Y_{gi,volte}$
V1	3.23	21.61	19.00	0.20	12.83	1.98	10.22	0.54
V2	5.25				9.51	1.98	8.59	0.54
V3	13.13				0.00	0.00	2.14	2.50

Volta	$P_{i,volta}$	$P_{tot,volte}$	$X_{G,volte}$	$Y_{G,volte}$
V1	12.27	82.12	4.91	1.73
V2	19.95			
V3	49.89			

Il secondo meccanismo considerato per la facciata è quello della rottura per taglio da scorrimento. Anche in questo caso le figura di riferimento utilizzate per calcolare i parametri contenuti in Tabella 5.24 sono le Figure A3.6, 5.18 e 5.19.

Tabella A3.19- Facciata: Peso specifico della muratura, spessore, nome elemento di muratura, area elemento di muratura, peso elemento di muratura, peso totale della muratura

$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	Muratura	Area [m^2]	W_{muri} [kN]	W_{muri} tot [kN]
19	0.9	A1	189.13	3234.12	4058.69
		A2	19.63	335.67	
		A3	17.92	306.43	
		A4	10.67	182.46	

Tabella A3.20- Peso specifico della muratura, spessore, nome della volta, area della volta, peso della volta, peso totale delle volte

$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	Volta	Area [m^2]	W_{volte} [kN]	W_{volte} tot [kN]
19	0.2	V1	3.23	12.27	82.12
		V2	5.25	19.95	
		V3	13.13	49.89	

Tabella A3.21- Elemento di copertura, area, peso specifico coppi+legno, peso copertura

Copertura	Area [m^2]	$\gamma_{coppi+legno}$ [kN/m^2]	$W_{copertura}$ [kN]
C1	46.41	1.96	90.96

L'ultimo meccanismo di collasso della facciata nel piano è il ribaltamento con formazione di una lesione centrale. In questo caso sono state analizzate due situazioni: metà sinistra della facciata e metà destra. Le tabelle A3.22, A3.23, A3.24 sono riferite alla parte sinistra della facciata, mentre le tabelle A3.25, A3.26, A3.27 sono riferite alla parte destra.

Tabella A3.22- Calcolo del baricentro della facciata piena

Muro	$A_{i,muro}$ [m^2]	A_{muro} tot [m^2]	$b_{i,muro}$ [m]	$h_{i,muro}$ [m]	$d_{xi,muro}$	$d_{yi,muro}$	$X_{gi,muro}$	$Y_{gi,muro}$
A1	103.49	123.12	7.93	13.05	0	0	3.97	6.53
A2	19.63		7.93	4.95	0	13.05	6.15	14.7

Muro	$S_{yi,muro}$	$S_{xi,muro}$	$S_{yi,muro}$	$S_{xi,muro}$	$X_{G,muro}$	$Y_{G,muro}$
A1	410.86	675.79	531.58	964.35	4.32	7.83
A2	120.72	288.56				

Tabella A3.23- Calcolo del baricentro dei fori nella facciata

Foro	A_{foro} [m^2]	A_{foro} tot [m^2]	b_{foro} [m]	h_{foro} [m]	$d_{xi,foro}$	$d_{yi,foro}$	$X_{gi,foro}$	$Y_{gi,foro}$
F1	3.79	11.87	1.13	3.35	6.76	0	7.52	1.68
$F2_{rett}$	5.71		0.8	7.14	2.92	2.66	3.32	6.23
$F2_{triang}$	0.12		0.8	0.3	2.92	9.8	3.32	9.88
F3	2.25		0.74	1.47	6.98	8.46	7.66	9.43

Foro	$S_{yi,foro}$	$S_{xi,foro}$	$S_{y,foro}$	$S_{x,foro}$	$X_{G,foro}$	$Y_{G,foro}$
F1	28.47	6.36	65.06	64.35	5.48	5.42
$F2_{rett}$	18.96	35.59				
$F2_{triang}$	0.40	1.19				
F3	17.24	21.22				

Tabella A3.24- Calcolo del baricentro delle volte

Volta	$A_{i,volta}$ [m^2]	$A_{tot,volte}$ [m^2]	Υ [kN/m^3]	s [m]	$d_{xi,volte}$	$d_{yi,volte}$	$X_{gi,volte}$	$Y_{gi,volte}$
V1	3.23	8.48	19	0.2	0	0	2.34	0.54
V2	5.25				3.11	0	3.95	0.54

Volta	$P_{i,volta}$	$P_{tot,volte}$	$X_{G,volte}$	$Y_{G,volte}$
V1	12.27	32.22	3.34	0.54
V2	19.95			

Tabella A3.25- Calcolo del baricentro della facciata piena

Muro	$A_{i,muro}$ [m^2]	A_{muro} tot [m^2]	$b_{i,muro}$ [m]	$h_{i,muro}$ [m]	$d_{xi,muro}$	$d_{yi,muro}$	$X_{gi,muro}$	$Y_{gi,muro}$
A1	103.49	132.06	7.93	13.05	0	0	3.97	7.65
A3	17.92		7.93	2.26	0	13.05	3.97	14.28
A4	10.66		7.93	2.69	0	15.31	6.07	16.18

Muro	$S_{yi,muro}$	$S_{xi,muro}$	$S_{yi,muro}$	$S_{xi,muro}$	$X_{G,muro}$	$Y_{G,muro}$
A1	410.82	791.62	546.66	1220.00	4.14	9.24
A3	71.14	255.90				
A4	64.71	172.48				

Tabella A3.26- Calcolo del baricentro dei fori nella facciata

Foro	A_{foro} [m^2]	A_{foro} tot [m^2]	b_{foro} [m]	h_{foro} [m]	$d_{xi,foro}$	$d_{yi,foro}$	$X_{gi,foro}$	$Y_{gi,foro}$
F1	3.79	8.20	1.13	3.35	6.76	0	7.49	1.68
F3	2.25		0.74	1.47	6.98	8.46	7.55	9.43
$F4_{rett}$	0.72		0.67	1.07	3.30	8.89	3.70	9.34
$F4_{triang}$	0.10		0.67	0.28	3.30	9.79	3.70	3.88
$F5_{rett}$	0.61		0.60	1.02	3.37	5.22	3.70	5.72
$F5_{triang}$	0.19		0.60	0.53	3.37	6.22	3.70	6.27
$F6_{rett}$	0.36		0.67	0.54	2.93	0.84	3.70	1.11
$F6_{triang}$	0.18		0.67	0.53	2.93	1.38	3.70	1.25

Foro	$S_{yi,foro}$	$S_{xi,foro}$	$S_{y,foro}$	$S_{x,foro}$	$X_{G,foro}$	$Y_{G,foro}$
F1	28.35	6.36	65.06	64.35	5.48	5.42
F3	16.99	21.22				
$F4_{rett}$	2.65	6.70				
$F4_{triang}$	0.37	0.99				
$F5_{rett}$	2.26	3.50				
$F5_{triang}$	0.70	1.19				
$F6_{rett}$	1.34	0.40				
$F6_{triang}$	0.67	0.27				

Tabella A3.27- Calcolo del baricentro delle volte

Volta	$A_{i,volta}$ [m^2]	$A_{tot,volte}$ [m^2]	Υ [kN/m^3]	s [m]	$d_{xi,volte}$	$d_{yi,volte}$	$X_{gi,volte}$	$Y_{gi,volte}$
V3	13.13	13.13	19	0.2	0	0	2.14	2.5

Volta	$P_{i,volta}$	$P_{tot,volte}$	$X_{G,volte}$	$Y_{G,volte}$
V3	49.89	49.89	2.14	2.50

Il primo meccanismo fuori dal piano è il ribaltamento globale. Sono state analizzate due situazioni diverse: caso di cattivo ammorsamento con le pareti laterali e il caso di buon ammorsamento con le pareti laterali. Nel primo caso, per poter applicare l'equazione 5.49, è necessario valutare la spinta orizzontale delle volte sulla facciata e sono stati utilizzati i risultati ottenuti nel modello realizzato in Midas. Le volte considerate sono sempre quelle di Figura 5.19. Inoltre è stato calcolato il valore di h_f necessario per valutare β_f.

Tabella A3.28- Calcolo dell'altezza media del foro, facciata

Foro	h_{foro} [m]	h_f [m]
F1	1.68	5.59
F2	6.23	
F3	9.43	
F4	9.34	
F5	5.72	
F6	1.11	

Tabella A3.29- Calcolo della spinta orizzontale delle volte, facciata

VOLTE	Area [m^2]	$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	W_{volte} [kN]	W_{volte} tot [kN]	Spinta orizz [kN]
V1-2	8.48	19	0.2	32.22	82.12	5.26
V3	13.13			49.89		7.55
						Totale=12.81

Nel secondo caso (buon ammorsamento con le pareti laterali) il ribaltamento della parete avviene attraverso formazione di lesioni nelle pareti trasversali, cioè i muri perimetrali.

Tabella A3.30.A- Angoli dei cunei di ribaltamento fuori dal piano, cuneo destro

Cuneo dx	h [m]	D [m]	tgψ	(h2*tgψ)	s' [m]
1	14.95	1.51	0.1	22.35	0.67
2	7.8	0.8	0.1	6.08	1.08
3	7.8	1.56	0.2	12.17	1.08
4	7.8	2.34	0.3	18.25	1.08

Tabella A3.30.B- Angoli dei cunei di ribaltamento fuori dal piano, cuneo sinistro

Cuneo sx	h [m]	D [m]	tgψ	(h2*tgψ)	s' [m]
1	12.15	1.22	0.1	14.76	0.67
2	7.76	0.78	0.1	6.02	1.08
3	7.76	1.55	0.2	12.04	1.08
4	7.76	2.33	0.3	18.07	1.08

Dopo aver individuato 4 cunei a destra e 4 cunei a sinistra è necessario effettuare delle combinazioni tra di essi per valutare il valore che corrisponde alla situazione più sfavorevole.

Tabella A3.31- Moltiplicatori di collasso per ribaltamento, buon ammorsamento, 16 combinazioni

λ 1-1	0.85	**λ 3-1**	**0.78**
λ 1-2	0.83	**λ 3-2**	1.03
λ 1-3	1.99	**λ 3-3**	1.97
λ 1-4	0.88	**λ 3-4**	0.96
λ 2-1	1.82	**λ 4-1**	1.65
λ 2-2	1.08	**λ 4-2**	0.98

λ 2-3	1.05	**λ 4-3**	1.88
λ 2-4	1.24	**λ 4-4**	0.96

Gli altri due meccanismi fuori dal piano della facciata riguardano il timpano e per esso sono stati considerati due meccanismi di collasso: il ribaltamento con formazione di cerniere orizzontali e di cerniere oblique. Le figure di rifermento per i due casi sono la Figura 5.25 per il primo caso e Figura 5.27 per il secondo caso. In Tabella A3.32 è riportato l'area valutata in Autocad del timpano di Figura 5.25, mentre in Tabella A3.35 è riportata l'area del timpano corrispondente alla Figura 5.27. I calcoli del peso delle volte e della copertura sono gli stessi già visti per il meccanismo di collasso nel piano della facciata per ribaltamento (si faccia riferimento alle figure 5.19 e 5.18).

Tabella A3.32- Calcolo del peso della muratura, formazione di una cerniera orizzontale timpano

MURATURA	Area [m^2]	$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	W_{muri} tot [kN]
A	48.21	19	0.7	641.2

Tabella A3.33- Calcolo del peso delle volte

VOLTE	Area [m^2]	$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	W_{volte} [kN]	W_{volte} tot [kN]
V1	3.23	19	0.2	12.27	82.12
V2	5.25			19.95	
V3	13.13			49.89	

Tabella A3.34- Calcolo del peso della copertura

COPERTURA	Area [m^2]	$\gamma_{coppi+legno}$ [kN/m^2]	$W_{copertura}$ [kN]
C1	46.41	1.96	90.96

Tabella A3.35- Calcolo del peso della muratura, formazione di una cerniera obliqua timpano

MURATURA	Area [m^2]	$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	W_{muri} tot [kN]
A	73.43	19	0.7	976.62

Arcate longitudinali

L'arcata longitudinale analizzata è la L3 riportata in Figura A3.4. Nelle seguenti tabelle è riportato il calcolo del peso della copertura agente sul macroelemento considerato, il calcolo del valore medio dell'altezza e della luce del foro e l'altezza media della navata. Questi valori sono necessari per poter rappresentare l'arcata longitudinale con lo schema di portale multicampata rappresentato in figura 5.31.

L'area della copertura considerata agente sul macroelemento L3 è riportata nella seguente figura.

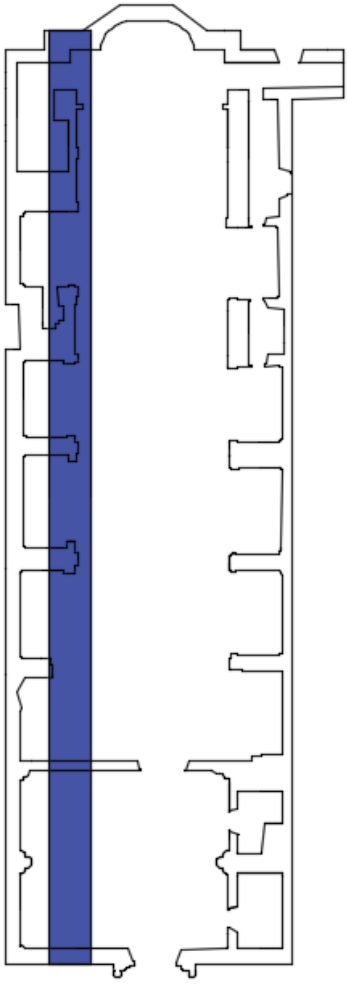

Figura A3.17- Area di copertura considerata per il macroelemento L3

Tabella A3.36- Calcolo del peso della copertura, macroelemento L3

$\gamma_{copertura}$ [kN/m^3]	$A_{copertura}$ [m^2]	Peso copertura [kN]
1.96	122.24	239.59

Tabella A3.37- Calcolo dell'altezza media e della luce media del foro, macroelemento L3

Foro	Altezza foro [m]	Luce [m]	Altezza media foro [m]	Luce media foro [m]
F1	10.49	9.85	9.08	5.34
F2	10.01	4.94		
F3	8.93	4.56		
F4	9.08	4.7		
F5	7.84	4.07		
F6	8.13	3.92		

Tabella A3.38- Calcolo dell'altezza media della navata, macroelemento L3

Navata	Altezza [m]	Altezza media [m]
A1	13.65	13.65
A2	13.65	
A3	13.65	
A4	13.65	
A5	13.65	
A6	13.65	

Facciate longitudinali perimetrali

In questo caso sono stati considerati la rottura per taglio (per i macroelementi L1 e L4) e la rottura per ribaltamento della parte superiore del pannello alto solo per il macroelemento L1. Nelle tabelle sotto riportate sono indicati il peso della muratura, delle coperture gravanti sui macroelementi e il peso delle volte necessari per calcolare i termini contenuti nelle Tabelle 5.34-5.36.

Per quanto riguarda la geometria dei macroelementi L1 e L4 si faccia riferimento alla Figura A3.2 e A3.5, nelle quali sono indicati i nomi delle varie parti di murature riportati nelle seguenti tabelle (le tabelle A3.39, 40, 41, 42 sono riferite al macroelemento L1, mentre le tabelle A3.43, 44, 45, 46). Le aree di influenza della copertura che sono state considerate nei due casi sono quelle riportate in figura 5.36. Le porzioni di volta utilizzate nel calcolo del coefficiente β sono riportate in Figura a3.18. Sono state considerate le volte da V1 aV8 per il macroelemento L1, mentre le volte da V10 a V17 per il macroelemento L4.

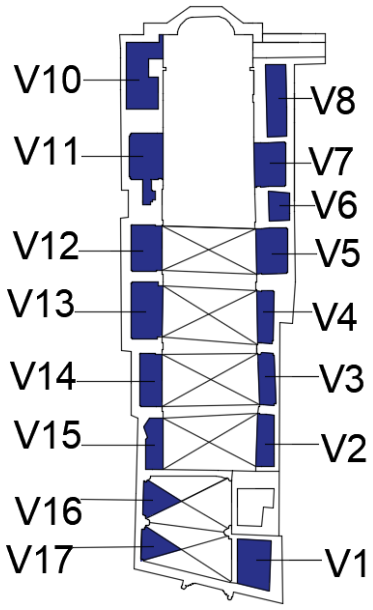

Figura A3.18- Volte che scaricano sulle facciate longitudinali L1 e L4

Tabella A3.39- Calcolo del peso della muratura, macroelemento L1

MURATURA	Area [m^2]	$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	W_{muri} tot [kN]
A1	86.81	19	0.7	10951.49
A2	90.24			
A3	57.21			
A4	16.59			
A5	192.39			
A6	154.01			
A7	52.71			
A8	65.67			
A9	46.48			
A10	61.31			

Tabella A3.40- Calcolo del peso delle volte, macroelemento L1

VOLTE	Area [m^2]	$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	W_{volte} tot [kN]
V1	13.13	19	0.2	278.54
V2	7.76			
V3	6.69			
V4	6.85			
V5	11.43			
V6	5.1			
V7	10.56			
V8	11.78			

Tabella A3.41- Calcolo del peso della copertura, macroelemento L1

COPERTURA	Area [m^2]	$\gamma_{coppi+legno}$ [kN/m^2]	$W_{copertura}$ [kN]
C1	78.43	1.96	153.72

Tabella A3.42- Calcolo del peso complessivo (volte+copertura), macroelemento L1

$W_{cop\ tot}$ [kN]	432.26

Tabella A3.43- Calcolo del peso della muratura, macroelemento L4

MURATURA	Area [m^2]	$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	W_{muri} tot [kN]
A1	106.33	19	0.7	6848.97
A2	130.65			
A3	111.31			
A4	38.72			
A5	47.08			
A6	34.81			
A7	46.06			

Tabella A3.44- Calcolo del peso delle volte, macroelemento L4

VOLTE	Area [m^2]	$\gamma_{muratura}$ [kN/m^3]	s [m]	W_{volte} tot [kN]
V10	15.9	19	0.2	322.47
V11	12.66			
V12	11.57			
V13	14.58			
V14	9.85			
V15	7.51			
V16	6.5			
V17	6.29			

Tabella A3.45- Calcolo del peso della copertura, macroelemento L4

COPERTURA	Area [m^2]	$\gamma_{coppi+legno}$ [kN/m^2]	$W_{copertura}$ [kN]
C1	122.14	1.96	239.39

Tabella A3.46- Calcolo del peso complessivo (volte+copertura), macroelemento L4

$W_{cop\ tot}$ [kN]	561.86