

# **POLITECNICO DI MILANO**

Scuola di Architettura Urbanistica Ingegneria delle Costruzioni

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi



## **VULNERABILITA' SISMICA DELLE TORRI STORICHE: METODI DI VALUTAZIONE**

Relatore: Prof. Ing. Maria Adelaide Vittoria PARISI

Correlatore: Ing. Tommaso ZAMBETTI

Candidati:

Maurizio BOCCHIO Matr. 841981

Federica Antonella CALVI Matr. 834652

Anno Accademico 2016/2017

27 Luglio 2017



# **POLITECNICO DI MILANO**

Scuola di Architettura Urbanistica Ingegneria delle Costruzioni

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi



## **VULNERABILITA' SISMICA DELLE TORRI STORICHE: METODI DI VALUTAZIONE**

Tesi di Laurea Magistrale

Relatore: Prof. Ing. Maria Adelaide Vittoria PARISI

Correlatore: Ing. Tommaso ZAMBETTI

Candidati:

Maurizio BOCCHIO Matr. 841981

Federica Antonella CALVI Matr. 834652

Anno Accademico 2016/2017

27 Luglio 2017







# Sommario

In questa tesi si affronta l'analisi e lo studio del comportamento sismico degli edifici a sviluppo verticale nell'ambito dell'edilizia storica, in particolare delle torri.

In prima istanza è stata analizzata una serie di edifici a sviluppo verticale danneggiati principalmente a seguito degli ultimi tre grandi eventi sismici avvenuti in Italia. Lo scopo di questa prima analisi è quello di raccogliere in maniera organica e ragionata tutte le possibili dinamiche di cedimento strutturale per formare un punto di partenza per la redazione di una scheda di valutazione da utilizzare nell'immediato post-sisma.

Successivamente, si è deciso di spostare l'attenzione su edifici esistenti non danneggiati, con l'obiettivo di elaborare dei modelli che riproducano il comportamento sismico di quattro torri che rappresentano un campione significativo di edifici a sviluppo verticale presente sul territorio italiano.

Per ogni torre è stata condotta un'analisi statica lineare equivalente svolta mediante un metodo semplificato LV1, come proposto dalla normativa e dalle Linee Guida ad essa relative. Obiettivo principale di questa prima analisi è determinare i momenti sollecitante e resistente delle quattro torri, per evidenziare eventuali comportamenti singolari e/o criticità lungo lo sviluppo in altezza.

Infine, per due delle quattro torri presentate sono state condotte delle analisi avvalendosi di modelli ad elementi finiti. La modellazione è avvenuta in due fasi: prima è stato necessario realizzare un'elaborazione tridimensionale tramite un sistema di modellazione, successivamente, il modello discretizzato con elementi finiti ha permesso di definire il comportamento di risposta all'azione sismica. Infine si è deciso di presentare, a livello qualitativo, l'ipotetico sviluppo progressivo dell'andamento fessurativo per ciascuna torre.

**Parole Chiave:** Torre, Comportamento sismico, Dinamiche di cedimento strutturale, Scheda di valutazione, Analisi statica lineare equivalente, LV1, Analisi dinamica lineare, Analisi non lineare statica.



# Abstract

The subjects of this thesis are the analysis and the study of the seismic behavior of historical towers.

First of all, a series of towers, damaged by the last three major seismic events occurred in Italy, have been analyzed. The purpose of this first analysis is to collect, in a reasoned manner, all of the possible structural failure dynamics. This research could be the starting point for the development of an evaluation form to be used in seismic emergency.

Then, the focus has been pointed on undamaged towers to determine a model of seismic behavior of four towers that represent the majority of the towers on the national territory, regarding the geometric type.

For each tower, an equivalent linear static analysis has been carried out by a simplified mechanical model, called LV1, as shown in the specific Guidelines issued by the Ministry of Cultural Heritage. The aim is to compute the ultimate moment and the design moment and point out particular and critical behaviors along the height of the tower.

In the end, two of the four towers have been analyzed with a linear dynamic analysis through a Finite Element Method model (F.E.M). The work was carried out in two steps: first, a 3D geometric model of each tower was made, from which a finite element model was developed. This model was the basis to compute natural periods and modes, and response spectrum analysis. Additionally, a possible crack pattern for increasing loads was explored.

**Keywords:** Tower, Seismic behavior, Structural failure dynamics, Evaluation form, Equivalent linear static analysis, LV1, Linear dynamic analysis, nonlinear static analysis.



# Ringraziamenti

Al termine di questo percorso di tesi e in generale di questi anni universitari è doveroso ringraziare alcune persone.

In primis ringrazio i miei splendidi genitori, Sandra e Leonardo, che hanno contribuito in modo decisivo al raggiungimento di questo importante obiettivo, mio fratello Marco, i miei cugini Andreasilvia e Alessandro, mia zia Adelina, i miei nonni ancora con me Rosy e Silvano e i nonni che proprio durante questo percorso mi hanno lasciato, Sergio e Anita.

Necessario ringraziamento va alla Professoressa Maria Adelaide Parisi che ha mostrato grande interesse e disponibilità fornendo sempre validi consigli per la buona riuscita della tesi.

Ringrazio l'Ingegnere Tommaso Zambetti per le fondamentali indicazioni fornite in merito all'utilizzo del software di calcolo e altri consigli utilissimi.

Un ringraziamento particolare va certamente ad amici e colleghi che mi hanno regalato sempre supporto e divertimento laddove necessario che oltre ad avermi sostenuto hanno affrontato con me le molte difficoltà incontrate lungo questo percorso.

Doveroso ringraziamento va alla mia collega di tesi, Federica, che ho avuto il piacere di conoscere proprio in occasione di questo lavoro e con la quale è nato un rapporto di grande sintonia e collaborazione.

Infine un ringraziamento va alla Sede amministrativa della Torre di San Martino della Battaglia (BS) che ha gentilmente offerto la documentazione necessaria per l'elaborazione di una sezione importante della tesi e lo studio di architettura Fezzardi per altrettanta documentazione relativa alla Torre civica di Lonato (BS).

Maurizio



# Ringraziamenti

Al termine di questo intenso percorso di studi, un ringraziamento speciale va, sicuramente, ai miei genitori, Giliola e Gregorio, che mi hanno permesso di raggiungere questo importante obiettivo sostenendomi e spronandomi sempre.

Ringrazio tutta la mia famiglia, la nonna Lina, gli zii Paola, Enrico, Iosemma e Domenico e i cugini Andrea e Daniele, che mi è stata vicina e si è sempre interessata allo svolgimento della mia carriera universitaria. Un pensiero va anche ai nonni, Tino, Prassede e Antonio, che, purtroppo, non sono riusciti a vedermi portare a termine questo grande successo.

Devo ringraziare immensamente Riccardo, il mio ragazzo, che ho conosciuto appena prima di intraprendere questo percorso di laurea magistrale e mi ha accompagnato, supportandomi e sopportandomi, fino al raggiungimento dell'obiettivo finale.

Un sentito ringraziamento va alla Prof. Maria Adelaide Parisi che è sempre stata disponibile a seguirci in questo lavoro di tesi e, con la sua passione, ci ha trasmesso preziosi insegnamenti che hanno ampliato e arricchito il nostro bagaglio di conoscenze tecniche. Si ringrazia, inoltre, l'Ing. Tommaso Zambetti per i suoi preziosi consigli tecnici sull'utilizzo del software di calcolo.

Un grazie va a Maurizio, che si è dimostrato un ottimo compagno di tesi, sempre disponibile e dedito al lavoro. Questo percorso di tesi mi ha permesso di conoscerlo e far nascere un rapporto di intesa e collaborazione.

Ringrazio tutti i miei amici e i compagni di università che hanno contribuito a rendere meno difficile questa mia esperienza universitaria.

È doveroso, infine, ringraziare tutte le persone che hanno contribuito allo svolgimento di questa tesi: le amministrazioni comunali di Mezzago e Cesano Maderno e tutti quelli che hanno dato un aiuto o un consiglio per la buona riuscita delle analisi.

Federica



# Indice

<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>1</b>
---------------------------	----------

## **CAPITOLO 1: Ipotesi scheda di rilevamento danno nella emergenza post-sismica 7**

1.1	Scheda per il rilievo dei beni culturali-danno alle chiese .....	7
1.2	Schede di analisi e valutazione preliminare relativa strutture a torre (Torri/Campanili).....	10
1.2.1	Torrazzo Gonzaga Bagnolo in Piano (Reggio Emilia).....	11
1.2.2	Torre Civica Amatrice (Rieti) .....	16
1.2.3	Torre Campanaria Cavezzo (Modena) .....	18
1.2.4	Torre Medicea di Santo Stefano di Sessanio (L'Aquila).....	22
1.2.5	Campanile di Castelluccio di Norcia (Perugia) .....	27
1.2.6	Torre Castello della Galeazza di Crevalcore (Bologna).....	28
1.2.7	Torre Castello delle Rocche di Finale Emilia (Modena).....	30
1.2.8	Torre Castello dei Lambertini di Poggio Renatico (Ferrara).....	32
1.2.9	Campanile di Castelsantangelo sul Nera (Macerata).....	34
1.2.10	Rocca Estense di San Felice sul Panaro (Modena).....	36
1.2.11	Campanile di Norcia (Perugia) .....	38
1.2.12	Campanile di Norcia (Perugia) .....	40
1.2.13	Campanile San Pellegrino di Norcia (Perugia).....	42
1.2.14	Campanile di Norcia (Perugia) .....	44
1.2.15	Campanile di Visso (Macerata) .....	45
1.2.16	Campanile di Asciano (Siena) .....	47
1.2.17	Campanile di Buona Compra di Cento (Ferrara).....	48
1.2.18	Campanile di Casumaro Cento (Ferrara).....	50
1.2.19	Campanile (L'Aquila).....	52
1.2.20	Torre Civica (L'Aquila).....	54
1.2.21	Torre Finale Emilia (Modena).....	56
1.2.22	Torre San Felice sul Panaro (Modena) .....	58
1.2.23	Osservazioni .....	60

1.3	Tipologia strutturale e sezioni introduttive della Scheda di rilevamento danno ..	60
1.4	Meccanismi di Collasso di corpi a sviluppo verticale .....	62
1.5	Valutazione proprietà meccaniche del materiale .....	73
1.5.1	Acquisizione di indicatori di vulnerabilità specifica: l'indice di qualità muraria (IQM).....	74
1.5.2	METODO LMT (Linea Minima di Tracciato).....	80
1.6	Modello semplificato per la stima dell'indice di sicurezza sismica .....	83

## **CAPITOLO 2: Casi applicativi: Modello meccanico semplificato .....93**

2.1	Torre Isolata con pianta rettangolare: Torre Civica di Lonato .....	94
2.1.1	Indagine conoscitiva.....	94
2.1.2	Materiali da costruzione .....	96
2.1.3	Azione Sismica: determinazione dello spettro di risposta .....	104
2.1.4	Valutazione del rischio sismico: Modello meccanico semplificato (LV1) .	113
2.1.5	Modellazione 3D: Torre Civica di Lonato .....	128
2.2	Torre Isolata con pianta circolare: Torre di San Martino della Battaglia .....	129
2.2.1	Indagine conoscitiva.....	129
2.2.2	Materiali da costruzione .....	131
2.2.3	Azione Sismica: determinazione dello spettro di risposta .....	136
2.2.4	Valutazione del rischio sismico: Modello meccanico semplificato (LV1) .	147
2.2.5	Modellazione 3D: Torre di San Martino .....	167
2.3	Torre con pianta rettangolare addossata a due edifici: Torre di Palazzo Archinti di Mezzago.....	168
2.3.1	Indagine conoscitiva.....	168
2.3.2	Materiali da costruzione .....	170
2.3.3	Azione Sismica: determinazione dello spettro di risposta .....	175
2.3.4	Valutazione del rischio sismico: Modello meccanico semplificato (LV1) .	184
2.3.5	Modellazione 3D: Torre Archinti di Mezzago (MB).....	195
2.4	Torre con pianta rettangolare addossata ad un altro edificio: Torrazzo di Cesano Maderno.....	196
2.4.1	Indagine conoscitiva.....	196
2.4.2	Materiali da costruzione .....	198
2.4.3	Azione Sismica: determinazione dello spettro di risposta .....	203
2.4.4	Valutazione del rischio sismico: Modello meccanico semplificato (LV1) .	213

---

2.4.5	Modellazione 3D: Torrazzo di Cesano Maderno (MB).....	224
<b>CAPITOLO 3: Modellazione Strutturale a Elementi Finiti .....</b>		<b>225</b>
3.1	Fase preparatoria: Importazione .....	226
3.2	Materiali.....	231
3.3	Gradi di Vincolo .....	233
3.4	Carichi.....	235
3.5	Discretizzazione della struttura.....	236
3.6	Tipologie di Analisi .....	239
3.6.1	Analisi Statica Lineare .....	239
3.6.2	Time History .....	240
3.6.3	Analisi Spettrale .....	240
3.7	Risultati : Torre Archinti di Mezzago (MB).....	244
3.7.1	Analisi Statica Lineare .....	244
3.7.2	Analisi Modale .....	247
3.7.3	Analisi Spettrale (Direzione X).....	252
3.7.4	Analisi Spettrale ( Direzione Y).....	256
3.8	Risultati: Torre San Martino della Battaglia.....	258
3.8.1	Analisi Statica Lineare .....	258
3.8.2	Analisi modale.....	259
3.8.3	Analisi Spettrale (Direzione X).....	261
3.8.4	Analisi Spettrale (Direzione Y).....	264
<b>CAPITOLO 4: Sviluppi futuri .....</b>		<b>267</b>
4.1	Analisi Non Lineare Statica.....	268
4.1.1	Torre Archinti.....	271
4.1.2	Torre di San Martino della Battaglia.....	281
<b>APPENDICE A: Piante Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....</b>		<b>287</b>
<b>APPENDICE B: Piante Torre Archinti (MB) .....</b>		<b>293</b>
<b>CONCLUSIONI .....</b>		<b>297</b>
<b>Bibliografia &amp; Sitografia .....</b>		<b>301</b>

## Indice delle figure

Figura 1: Sezione A <sub>3</sub> - Oggetto della scheda di rilievo dei beni culturali – Danno alle chiese .....	8
Figura 2: Valutazione del danno degli elementi di un edificio Chiesa .....	8
Figura 3: Sezione A <sub>29</sub> - Dati dimensionali degli elementi di un edificio Chiesa .....	9
Figura 4: Meccanismi di danno relativi agli elementi di una chiesa .....	9
Figura 5: Tipologia di murature esistenti da normativa C8.A.1.A della Circolare 617/2009 .....	74
Figura 6: Scheda di valutazione della qualità muraria come proposto dal "Manuale delle murature storiche" .....	82
Figura 7: Sezioni 27 e 28 della scheda di valutazione del danno e della vulnerabilità delle chiese.....	83
Figura 8: Elenco dei valori dei coefficienti $\rho_k$ per i diversi meccanismi di danno .....	90
Figura 9: Inquadramento geografico della Torre Civica di Lonato (BS).....	94
Figura 10: Parametri relativi alla muratura della Torre Civica di Lonato (BS) - Circolare 617/2009 .....	103
Figura 11: Vita Nominale $V_N$ della Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008.....	104
Figura 12: Classe d'uso e coefficiente $C_U$ per la Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008 .....	105
Figura 13: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento – NTC 2008.....	106
Figura 14: Categoria di sottosuolo della Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008.....	107
Figura 15: Velocità equivalente delle onde di taglio e categoria di sottosuolo della Torre Civica di Lonato (BS) .....	107
Figura 16: Parametri $S_S$ e $C_C$ per la Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008.....	108

---

Figura 17: Categoria topografica della Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008.....	108
Figura 18: Valore del coefficiente di amplificazione topografica della Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008.....	108
Figura 19: Parametri del suolo estratti dal foglio di calcolo per la determinazione dello spettro sismico della Torre Civica di Lonato (BS).....	109
Figura 20: Fattore di struttura delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre Civica di Lonato (BS).....	111
Figura 21 Spettro di Risposta Elastico Zona Lago di Garda Sud.....	111
Figura 22: Schema struttura a mensola incastrata alla base .....	114
Figura 23: Sezioni dei conci della Torre Civica di Lonato (BS) (misure in m) .....	117
Figura 24: Quote altimetriche solai della Torre Civica di Lonato (misure in m).....	118
Figura 25: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della Torre Civica di Lonato .....	127
Figura 26: Inquadramento geografico della Torre di San Martino della Battaglia (BS)...	129
Figura 27 Inquadramento Geografico Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	129
Figura 28: Vita Nominale $V_N$ della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008 .....	136
Figura 29: Classi d'uso e coefficienti CU per la Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008.....	137
Figura 30: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento - NTC 2008.....	138
Figura 31: Dati tecnici del suolo del comune di Desenzano del Garda.....	139
Figura 32: Categoria di sottosuolo della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008.....	139
Figura 33: Velocità equivalente delle onde di taglio e categoria di sottosuolo della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....	140
Figura 34: Parametri SS e CC per la Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008 .....	140

Figura 35: Categoria topografica della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008.....	140
Figura 36: Valore del coefficiente di amplificazione topografica della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008 .....	141
Figura 37: Parametri del suolo estratti dal foglio di calcolo per la determinazione dello spettro sismico della Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	141
Figura 38: Fattore di struttura delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....	143
Figura 39 Spettro di Risposta Elastico Desenzano del Garda (BS) .....	143
Figura 40: Schema struttura a mensola incastrata alla base .....	148
Figura 41: A sinistra la sezione e a destra il Prospetto Nord della torre di San Martino della Battaglia (BS) suddivisa in 28 sezioni per le analisi LV1 .....	151
Figura 42: Quote altimetriche dei solai della Torre di San Martino della Battaglia (BS). 152	
Figura 43: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della Torre di San Martino della Battaglia - $C_u = 1$ .....	164
Figura 44: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della Torre di San Martino della Battaglia - $C_u = 1,5$ .....	166
Figura 45: Inquadramento geografico della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	168
Figura 46: Parametri relativi alla muratura della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Cicolare 617/2009.....	174
Figura 47: Vita Nominale $V_N$ della Torre Archinti (MB) - NTC 2008.....	175
Figura 48: Classe d'uso per la Torre Archinti di Mezzago (MB) - NTC 2008 .....	176
Figura 49: Classe d'uso e coefficiente $C_U$ per la Torre Archinti di Mezzago (MB) - NTC 2008.....	176
Figura 50: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento - NTC 2008.....	177
Figura 51: Velocità equivalente delle onde di taglio e categoria di sottosuolo del comune di Mezzago (MB) – Rapporto tecnico del Piano di Governo del Territorio.....	178

---

Figura 52: Parametri SS e CC della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Rapporto tecnico del Piano di Governo del Territorio del comune di Mezzago .....	179
Figura 53: Categoria topografica e coefficiente di amplificazione topografica della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Rapporto tecnico del Piano di Governo del Territorio.	179
Figura 54: Parametri del suolo estratti dal foglio di calcolo per la determinazione dello spettro sismico della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	179
Figura 55: Fattore di struttura delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	182
Figura 56: Spettro di Risposta Elastico Mezzago (MB).....	182
Figura 57: Schema struttura a mensola incastrata alla base .....	185
Figura 58: Sezioni dei conci della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	187
Figura 59: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	194
Figura 60: Inquadramento geografico del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	196
Figura 61: Parametri relativi alla muratura del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - Circolare 617/2009.....	203
Figura 62: Vita nominale $V_N$ del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008.....	204
Figura 63: Classe d'uso per il Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008.....	204
Figura 64: Classe d'uso e coefficiente $C_U$ per il Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008.....	205
Figura 65: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento - NTC 2008.....	205
Figura 66: Velocità equivalente delle onde di taglio e categoria di sottosuolo del comune di Cesano Maderno (MB) - Relazione di Piano del comune di Cesano Maderno .....	206
Figura 67: Descrizione della categoria di sottosuolo per il Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008.....	207
Figura 68: Parametri SS e CC per il Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008 ....	207
Figura 69: Categoria topografica del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008 ...	208

---

Figura 70: Valori del coefficiente di amplificazione topografica del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008.....	208
Figura 71: Parametri del suolo estratti dal foglio di calcolo per la determinazione dello spettro sismico del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	208
Figura 72: Fattore di struttura delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	210
Figura 73: Spettro di Risposta Elastico comune di Cesano Maderno (MB) .....	211
Figura 74: Schema struttura a mensola incastrata alla base .....	214
Figura 75: Sezioni dei conci del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	216
Figura 76: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	223
Figura 77: Caratteristiche di importazione e impostazioni preliminari del file di analisi .	226
Figura 78: Assegnazione delle caratteristiche del materiale al solido 3D.....	233
Figura 79: Materiali e Proprietà create e assegnate al solido 3D.....	233
Figura 80: Impostazione delle condizioni di vincolo .....	234
Figura 81: Impostazioni dei carichi agenti .....	236
Figura 82: Impostazione delle condizioni di discretizzazione del solido.....	236
Figura 83: Schermata per l'impostazione dei casi di analisi .....	239
Figura 84: Schermata per l'impostazione delle sottocategorie dei casi di analisi .....	239
Figura 85: Schermata per l'impostazione delle condizioni di analisi modale .....	240
Figura 86: Impostazione dello Spettro di Risposta Elastico per la Torre Archinti di Mezzago (MB).....	241
Figura 87: Determinazione delle combinazioni di carico sismiche per la Torre Archinti di Mezzago (MB).....	242
Figura 88: Impostazione delle caratteristiche dati di output dell'analisi sismica per la Torre Archinti di Mezzago (MB).....	242

---

Figura 89: Impostazione dello Spettro di Risposta Elastico per la Torre di San Martino della Battaglia (BS) - $C_u=1$ .....	243
Figura 90: Impostazione dello Spettro di Risposta Elastico per la Torre di San Martino della Battaglia (BS) - $C_u=1,5$ .....	244
Figura 91: Estrazione risultati analisi lineare statica .....	246
Figura 92: Taglio alla base della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Output numerico da Midas GEN.....	255
Figura 93: Taglio alla base della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Output numerico da Midas GEN.....	263
Figura 95: Impostazioni delle funzioni di Trazione, Compressione e Taglio per l'analisi	269
Figura 96: Impostazione dei parametri per l'analisi non lineare statica .....	270

## Indice delle tabelle

Tabella 1: Abaco meccanismi di collasso di corpi a sviluppo verticale.....	67
Tabella 2: Descrizione dei meccanismi di collasso dei corpi a sviluppo verticale .....	73
Tabella 3: Indicatori di vulnerabilità.....	75
Tabella 4: Punteggi relativi ai parametri di vulnerabilità.....	77
Tabella 5: Categorie di muratura.....	78
Tabella 6: Tipologia di collasso relative alle categorie di muratura .....	79
Tabella 7: Livelli di ingranamento dei supporti sul piano esterno del paramento murario	81
Tabella 8: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 1 .....	84
Tabella 9: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 2 .....	85
Tabella 10: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 3 .....	85
Tabella 11: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 4 .....	85
Tabella 12: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 5 .....	86
Tabella 13: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 6 .....	86
Tabella 14: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 7 .....	86
Tabella 15: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 8 .....	87
Tabella 16: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 9 .....	87
Tabella 17: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 10 .....	87
Tabella 18: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 11 .....	87
Tabella 19: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 12 .....	88
Tabella 20: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 13 .....	88
Tabella 21: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 14 .....	89
Tabella 22: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 15 .....	89

---

Tabella 23: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 16.....	89
Tabella 24: Valutazione del punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo di danno ....	91
Tabella 25: Prospetti Torre Civica di Lonato (BS) .....	95
Tabella 26: Materiali da costruzione della Torre Civica di Lonato (BS) .....	99
Tabella 27: Dettagli Stratigrafia muraria della Torre Civica di Lonato (BS).....	101
Tabella 28: Parametri Muratura della Torre Civica di Lonato (BS) da Niker Catalogue .	102
Tabella 29: Parametri Muratura della Torre Civica di Lonato (BS) da Niker Catalogue .	103
Tabella 30: Parametri della Torre Civica di Lonato (BS) .....	106
Tabella 31: Valori di riferimento per il rapporto $\alpha_u/\alpha_1$ (8) .....	110
Tabella 32: Valore massimo del fattore di struttura (8) .....	110
Tabella 33: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre Civica di Lonato (BS).....	112
Tabella 34: Parametri T(s) e Se(g) delle componenti orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico della Torre Civica di Lonato (BS).....	113
Tabella 35: Parametri principali relativi allo Spettro di Risposta Elastico della Torre Civica di Lonato (BS).....	114
Tabella 36: Sezioni dei conci della Torre Civica di Lonato (BS) .....	116
Tabella 37: Proprietà geometrico-materiche Partizioni e Chiusure Orizzontali della Torre Civica di Lonato (BS) .....	118
Tabella 38: Parametri geometrici sezioni della Torre Civica di Lonato (BS).....	119
Tabella 39: Analisi dei Carichi della Torre Civica di Lonato (BS).....	120
Tabella 40: Analisi dei Carichi della Torre Civica di Lonato (BS).....	121
Tabella 41: Momento Resistente della Torre Civica di Lonato (BS) .....	122
Tabella 42: Periodo proprio di oscillazione della Torre Civica di Lonato (BS).....	123
Tabella 43: Forze Statiche Equivalenti della Torre Civica di Lonato (BS).....	124
Tabella 44: Momento Sollecitante della Torre Civica di Lonato (BS).....	125

Tabella 45: Verifica di resistenza della Torre Civica di Lonato (BS).....	126
Tabella 46: Prospetti della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....	131
Tabella 47: Materiali da costruzione della Torre di San Martino della Battaglia (BS) ....	132
Tabella 48: Dettagli stratigrafia muraria della Torre di San Martino della Battaglia (BS)	134
Tabella 49: Parametri muratura della Torre di San Martino della Battaglia (BS) da Niker Catalogue .....	135
Tabella 50: Parametri muratura della Torre di San Martino della Battaglia (BS) da Niker Catalogue .....	135
Tabella 51: Parametri della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Coefficiente $C_U=1$ .....	138
Tabella 52: Parametri della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Coefficiente $C_U=1,5$ .....	138
Tabella 53: Valori di riferimento per il rapporto $\alpha_u/\alpha_1$ (8).....	142
Tabella 54: Valore massimo del fattore di struttura (8) .....	142
Tabella 55: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – $C_U=1$ .....	144
Tabella 56: Parametri T(s) e Se(g) componente orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - $C_u = 1$ .....	145
Tabella 57: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – $C_U=1,5$ .....	146
Tabella 58: Parametri T(s) e Se(g) componente orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - $C_u = 1,5$ .....	147
Tabella 59: Parametri principali relativi allo Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	148
Tabella 60: Sezioni dei conci della Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	150
Tabella 61: Proprietà geometrico-materiche di Partizioni e Chiusure Orizzontali della Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	153

---

Tabella 62: Proprietà geometrico-materiche travi della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....	154
Tabella 63: Parametri geometrici sezioni della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....	155
Tabella 64: Analisi dei Carichi della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....	157
Tabella 65: Analisi dei Carichi della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....	157
Tabella 66: Momento Resistente della Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	159
Tabella 67: Periodo proprio di oscillazione della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....	160
Tabella 68: Forze Statiche Equivalenti della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .	161
Tabella 69: Momento sollecitante della Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	163
Tabella 70: Verifica di resistenza della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – $C_u = 1$ .....	164
Tabella 71: Verifica di resistenza della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - $C_u = 1,5$ .....	165
Tabella 72: Prospetti della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	169
Tabella 73: Materiali da costruzione della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	171
Tabella 74: Dettagli stratigrafia muraria della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	172
Tabella 75: Parametri muratura della Torre Archinti di Mezzago (MB) da Niker Catalogue .....	173
Tabella 76: Parametri muratura della Torre Archinti di Mezzago (MB) da Niker Catalogue .....	173
Tabella 77: Parametri della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	177
Tabella 78: Valori di riferimento per il rapporto $\alpha_u/\alpha_1$ (8) .....	180
Tabella 79: Valore massimo del fattore di struttura (8) .....	180
Tabella 80: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	183

Tabella 81: Parametri T(s) e Se(g) componente orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	184
Tabella 82: Parametri principali relativi allo Spettro di Risposta Elastico della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	185
Tabella 83: Sezioni dei conci della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	186
Tabella 84: Proprietà geometrico-materiche Partizioni Orizzontali e Travi della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	187
Tabella 85: Parametri geometrici delle sezioni della Torre Archinti di Mezzago (BS)....	188
Tabella 86: Analisi dei Carichi Torre Archinti di Mezzago (MB).....	189
Tabella 87: Analisi dei Carichi della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	189
Tabella 88: Momento resistente della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	190
Tabella 89: Periodo proprio di oscillazione della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	191
Tabella 90: Forze Statiche Equivalenti della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	192
Tabella 91: Momento sollecitante della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	193
Tabella 92: Verifica di resistenza della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	193
Tabella 93: Prospetti del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	198
Tabella 94: Materiali da costruzione del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	200
Tabella 95: Dettagli stratigrafia muraria del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	201
Tabella 96: Parametri muratura Torrizzo di Cesano Maderno (MB) da Niker Catalogue	201
Tabella 97: Parametri muratura del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) da Niker Catalogue .....	202
Tabella 98: Parametri del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	206
Tabella 99: Valori di riferimento per il rapporto $\alpha_u/\alpha_1$ (8).....	209
Tabella 100: Valore massimo del fattore di struttura (8) .....	209
Tabella 101: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	212

---

Tabella 102: Parametri T(s) e Se(g) componente orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	213
Tabella 103: Parametri principali relativi allo Spettro di Risposta Elastico del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	214
Tabella 104: Sezioni dei conci del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	215
Tabella 105: Proprietà geometrico-materiche Partizioni Orizzontali e Travi del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	216
Tabella 106: Parametri geometrici sezioni del Torrizzo di Cesano Maderno (BS).....	217
Tabella 107: Analisi dei Carichi del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	218
Tabella 108: Analisi dei Carichi del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	218
Tabella 109: Momento resistente del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	219
Tabella 110: Periodo Proprio di oscillazione del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	220
Tabella 111: Forze Statiche Equivalenti del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) .....	221
Tabella 112: Momento sollecitante del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	222
Tabella 113: Verifica di resistenza del Torrizzo di Cesano Maderno (MB).....	222
Tabella 114: Modelli tridimensionali della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	227
Tabella 115: Modelli 3D software di calcolo della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	228
Tabella 116: Modelli 3D interni della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	229
Tabella 117: Modelli tridimensionali della Torre di San Martino della Battaglia (BS)....	230
Tabella 118: Modelli 3D interni della Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	231
Tabella 119: Estratto della funzione "Material" dal software di calcolo.....	232
Tabella 120: Vincoli a terra della Torre Archinti di Mezzago (MB) .....	234
Tabella 121: Vincoli a terra della Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	235
Tabella 122: Modello ad elementi finiti della Torre Archinti di Mezzago (MB) – dimensione mesh 1 .....	237

---

Tabella 123: Modello ad elementi finiti della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – dimensione mesh 0,35.....	237
Tabella 124: Modello ad elementi finiti della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – dimensione mesh 0,35 e 1,5.....	238
Tabella 125: Classificazione modelli di analisi della Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	243
Tabella 126: Reazioni vincolari. Analisi statica lineare della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output grafico .....	245
Tabella 127: Reazioni vincolari analisi statica lineare della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Confronto .....	247
Tabella 128: Risposta modale della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Modello 1.....	248
Tabella 129: Risposta modale della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Modello 2.....	249
Tabella 130: Risposta modale della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Modello 3.....	250
Tabella 131: Periodo e frequenza di vibrazione della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Output numerico .....	251
Tabella 132: Confronto periodo proprio della Torre Archinti di Mezzago (MB).....	252
Tabella 133: Risposta spettrale (direzione x) della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output grafico .....	253
Tabella 134: Risposta spettrale (direzione x) della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output numerico .....	254
Tabella 135: Taglio alla base Torre Archinti di Mezzago (MB) - confronto.....	255
Tabella 136: Risposta spettrale (direzione y) della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output grafico .....	257
Tabella 137: Risposta spettrale (direzione y) della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output numerico .....	257
Tabella 138: Reazioni vincolari analisi statica lineare della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output grafico .....	258
Tabella 139: Confronto carichi verticali Torre di San Martino della Battaglia (BS).....	259

---

Tabella 140: Analisi modale della Torre di San Martino della Battaglia (BS) .....	260
Tabella 141: Periodo e frequenza di vibrazione della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Output numerico.....	260
Tabella 142: Confronto periodo proprio della Torre di San Martino della Battaglia (BS)	261
Tabella 143: Risposta spettrale (direzione x) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output grafico.....	262
Tabella 144: Risposta spettrale (direzione x) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output numerico .....	262
Tabella 145: Taglio alla base Torre di San Martino della Battaglia (BS) - confronto .....	263
Tabella 146: Risposta spettrale (direzione y) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output grafico.....	264
Tabella 147: Risposta spettrale (direzione y) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output numerico .....	265
Tabella 148: Legenda andamento fessurativo .....	271
Tabella 149: Evoluzione delle fessurazioni (azione sismica in direzione x) della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Output grafico .....	275
Tabella 150: Evoluzione delle fessurazioni (azione sismica in direzione y) della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Output grafico .....	280
Tabella 151: Legenda andamento fessurativo .....	281
Tabella 152: Evoluzione delle fessurazioni (azione sismica in direzione x) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Output grafico .....	283
Tabella 153: Evoluzione delle fessurazioni (azione sismica in direzione y) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Output grafico .....	285







# Introduzione

Le torri, per definizione, sono costruzioni a sviluppo verticale più o meno accentuato e, per la loro morfologia strutturale, sono caratterizzate da un'elevata vulnerabilità sismica.

Torri e campanili, nel corso dei secoli, sono stati costruiti secondo morfologie e tecnologie molto diverse.

Le torri esistevano già a partire dal periodo mesopotamico, greco e romano, come punti di osservazione disposti lungo le mura o le fortificazioni.

In Europa, il periodo di maggior diffusione delle torri è il medioevo, quando venivano sfruttate, grazie alle loro caratteristiche difensive, anche per esigenze abitative. In questo periodo si diffusero così le case-torri in tutta l'Europa occidentale (Inghilterra, Francia, Irlanda, Scozia e Italia), che avevano una forma generalmente rettangolare e notevoli altezze per garantire un punto di osservazione privilegiato e di difesa.

La tipologia più antica di torre medievale è quella con base circolare; successivamente, durante il periodo romanico, si diffuse la tipologia con base quadrata o rettangolare. Non mancano, però, torri a base poligonale, soprattutto ottagonale.

La tipologia dell'edificio torre venne completamente abbandonata in epoca rinascimentale. Si ebbe un vero e proprio revival delle torri con funzione ornamentale in alcune tipologie edilizie nell'Ottocento, quando la moda romantica del ritorno al passato si diffuse prepotentemente.

Nell'architettura contemporanea si usa più spesso il termine grattacielo, soprattutto quando l'altezza dell'edificio risulta particolarmente elevata rispetto all'altezza media degli edifici presenti nel tessuto urbano circostante.

In seguito ai recenti eventi sismici avvenuti nelle zone del centro Italia, è emerso che una parte non trascurabile del patrimonio edilizio italiano è costituita da edifici di tipologia a torre e, di conseguenza, molti crolli e/o danni dovuti alle scosse sismiche riguardano, appunto, questi edifici.

Il Dipartimento della Protezione Civile e il Ministero per i Beni e le Attività Culturali hanno istituito un gruppo di lavoro per la salvaguardia e la prevenzione dei beni culturali

dai rischi naturali per redigere una serie di schede di rilievo per l'emergenza post-sisma. Da questo lavoro sono state elaborate schede da utilizzare in un periodo che è immediatamente successivo al sisma per rilevare i danni subiti. Le schede, però, riguardano solo le chiese e i palazzi. L'attenzione di diversi gruppi di ricerca è ora rivolta a identificare criteri di valutazione speditiva per altre tipologie del costruito. In questo contesto si studia una scheda di rilievo del danno nell'emergenza post-sismica che riguarda gli edifici che hanno uno sviluppo verticale rilevante. Per poter formulare una prima proposta di scheda di rilievo, sono state necessarie una serie di valutazioni e ricerche relative a strutture ed edifici a torre esistenti che presentassero un certo livello di danno sismico. Questo è, appunto, quanto presentato e trattato nella prima parte del lavoro svolto in questa sede. Nello specifico, si è deciso di ricercare gli edifici con tipologia a torre, oppure i campanili, che hanno subito danni a seguito di uno degli ultimi gravi eventi sismici avvenuti in Italia, in particolare:

- Sisma del Centro Italia nel 2016;
- Sisma de L'Aquila nel 2009;
- Sisma dell'Emilia nel 2012.

Per facilità di consultazione e presentazione, è stata redatta una scheda preliminare di conoscenza che raggruppa tutti i dati reperibili visivamente e un inquadramento generale della situazione di danno presente sull'edificio considerato, con l'obiettivo di comprendere a fondo tutti i meccanismi che possono instaurarsi in edifici di questa particolare tipologia. Il lavoro di ricerca ha portato alla compilazione di 22 schede relative ad altrettante torri e campanili che hanno subito danni, o addirittura crolli parziali e/o totali, a seguito di uno degli eventi sismici sopra evidenziati.

L'analisi condotta attraverso le suddette schede ha permesso di evidenziare un numero consistente di meccanismi di collasso caratteristici degli edifici a sviluppo verticale. È importante precisare che il contributo di questa ricerca non è quello di identificare necessariamente nuove modalità di collasso, bensì quello di raccogliere in maniera organica e ragionata tutte le possibili dinamiche di cedimento strutturale per formare un punto di partenza valido per la redazione di una scheda di valutazione generica e la determinazione dello stato di conservazione di una struttura di tipologia a torre.

A questo punto si è deciso di spostare l'attenzione su edifici esistenti non danneggiati di cui è possibile reperire documentazione tecnica con l'obiettivo di elaborare dei modelli che ne riproducano il comportamento sismico. Si sono esaminate in dettaglio quattro torri che rappresentano un campione significativo di tipologie di edifici a sviluppo verticale presente sul territorio italiano. La scelta di analizzare quattro torri deriva, anche, da una classificazione base riportata in letteratura, la quale distingue le torri, dal punto di vista architettonico, in torri isolate oppure addossate ad uno o più edifici e, dal punto di vista strutturale, in torri snelle oppure tozze. Comparando queste classificazioni classiche, si è dedotto che l'intero patrimonio edilizio delle torri possa essere ben rappresentato, in prima istanza, dalle seguenti torri-campione:

- Torre isolata con pianta rettangolare;
- Torre isolata con pianta circolare;
- Torre snella in aderenza ad altro corpo di fabbrica;
- Torre tozza in aderenza ad altro corpo di fabbrica.

Per rendere verosimile la simulazione del comportamento sismico è stato necessario associare ad ogni tipologia una torre esistente che rappresentasse in modo esaustivo la categoria. Per questo motivo, le torri analizzate sono edifici presenti nella zona della Brianza e del Bresciano di cui è stato possibile effettuare un rilievo fotografico e/o metrico e reperire documentazione inerente la costruzione o l'evoluzione storica:

- Torre isolata con pianta rettangolare: Torre Civica di Lonato (BS);
- Torre isolata con pianta circolare: Torre di San Martino della Battaglia (BS);
- Torre snella in aderenza ad altro corpo di fabbrica: Torre di Palazzo Archinti di Mezzago (MB);
- Torre tozza in aderenza ad altro corpo di fabbrica: il Torrazzo di Cesano Maderno (MB).

Per ogni torre è stata condotta un'analisi preliminare riguardante i materiali da costruzione utilizzati. Questa ricerca si basa su dati e informazioni reperiti in letteratura, oltre che dall'osservazione diretta della muratura in loco. Il fine è quello di determinare, in modo il più verosimile possibile, la stratigrafia che rappresenta la muratura esterna portante degli edifici. Una volta determinati i materiali utilizzati per la costruzione e la stratigrafia

rappresentante la muratura, è stato possibile definire le caratteristiche meccaniche sulla base dei dati forniti dal database “Niker Catalogue” e di quelli proposti dalla normativa Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 – Appendice C8.A.1.A.

Successivamente è stato determinato lo spettro di risposta sismico attraverso il programma “Spettri-NTC” messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontali e verticali delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

A questo punto è stato necessario impostare due diverse tipologie di analisi degli edifici soggetti all’azione sismica: una utilizzando un modello di calcolo semplificato e l’altra avvalendosi di un sistema ad elementi finiti.

Per prima cosa è stata fatta un’analisi statica lineare equivalente che, secondo quanto definito nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, consiste nell’applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall’azione sismica. In questa trattazione l’analisi viene svolta mediante metodi semplificati, come proposto e presentato in particolare nelle Linee Guida (rif. 2010). Il metodo per le torri è esemplificato nel Bollettino degli Ingegneri n. 5 – 2016 “Analisi del rischio sismico di una torre medievale in muratura”. L’analisi è stata eseguita per tutte e quattro le torri prese in considerazione. Per semplicità, tale analisi viene chiamata LV1 (livello di valutazione 1: analisi a livello territoriale). Nella terminologia in uso riguardo agli edifici parte dei Beni Culturali, le analisi LV1 hanno lo scopo di determinare una graduatoria di rischio sismico degli edifici mediante l’applicazione di uno schema di calcolo semplificato in cui, in questo caso, la torre viene suddivisa in conci aventi ciascuno caratteristiche geometriche e meccaniche uniformi. Aldilà dello scopo indicato, questo tipo di analisi fornisce una prima ma significativa valutazione di capacità nei riguardi di forze orizzontali. Per tutte le torri analizzate, la capacità sismica della struttura viene stimata assumendo uno schema di struttura a mensola incastrata alla base, schema che rappresenta perfettamente una torre, e si considera che il collasso avvenga per pressoflessione. Obiettivo principale di questa prima analisi è determinare il periodo proprio di oscillazione e i momenti sollecitante e resistente delle quattro torri, per evidenziare eventuali comportamenti singolari e/o criticità lungo lo sviluppo in altezza.

Successivamente, sono state condotte due tipologie di analisi, la prima di tipo dinamico lineare, che ha permesso di identificare i principali modi di vibrare di ogni torre analizzata con relative frequenze naturali di oscillazione; la seconda, a livello qualitativo, di tipo non lineare statico che, nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008), consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, nella direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze di inerzia ed aventi risultante pari al taglio alla base. Tali forze sono scalate in modo da far crescere, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Queste tipologie di analisi sono state eseguite avvalendosi di un software ad elementi finiti ed è stata applicata a due delle quattro torri presentate: la Torre di San Martino della Battaglia e la Torre di Palazzo Archinti di Mezzago. La scelta di analizzare queste due torri deriva dal fatto che la Torre Archinti rappresenta la maggioranza delle torri che si trovano sul territorio italiano, per forma geometrica, periodo di costruzione e posizione rispetto ad altri edifici; mentre la Torre di San Martino della Battaglia rappresenta un caso particolare e interessante in quanto è una torre circolare isolata e di notevoli dimensioni.

La modellazione è avvenuta in due fasi: per prima cosa è stato necessario realizzare un'elaborazione tridimensionale delle due torri tramite l'impiego di un software di modellazione, sulla base dei dati rilevati in sito o forniti dagli enti proprietari/gestori degli edifici; successivamente, il file 3D è stato importato all'interno del software di calcolo per effettuare le analisi necessarie alla determinazione dei modi di vibrare delle torri. Infine, è stata ipotizzata una possibile progressione dello stato fessurativo per ciascuna torre; tale analisi può essere ritenuta valida solamente a livello qualitativo in quanto richiede un approfondimento ulteriore. In conclusione è stato possibile confrontare i risultati, sia grafici che numerici, ottenuti dalle analisi eseguite per poter evidenziare elementi analoghi e/o difforni tra le due diverse torri e tra i vari scenari proposti.



## Capitolo 1

# **Ipotesi scheda di rilevamento danno nella emergenza post-sismica**

Questa tipologia costruttiva è generalmente distinguibile in base al suo prevalente sviluppo verticale e costituisce un insieme rilevante del patrimonio costruito in Italia. Oggetto di studio è appunto l'approfondimento delle valutazioni da effettuarsi su tali strutture nell'emergenza post-sismica.

Nella stesura di questa scheda è stato ritenuto opportuno vagliare ed analizzare accuratamente documentazione e schede di valutazione relative ad altre tipologie che già prevedono identificazione del danno (specifica o generica), valutazioni strutturali, meccanismi di danneggiamento. Si procede, quindi, con la rassegna di questa documentazione in cui si faccia un preciso riferimento alla tipologia strutturale in analisi (Torre/Campanile/Torre Campanaria)

### **1.1 Scheda per il rilievo dei beni culturali-danno alle chiese**

In tali schede è possibile riscontrare la modalità di valutazione post-sismica di un edificio appartenente alla sezione "Beni Culturali" [9] [14] [29], in particolar modo riferito ai corpi Chiesa. Di questi, come si evince dagli stralci di scheda riportati in figura 1-2, vengono riportate sezioni da compilare relative a dati generici di ubicazione, destinazione d'uso, caratteristiche del sito e determinazione visiva dei meccanismi di danno caratterizzanti il bene immobile.

**A<sub>3</sub> - OGGETTO**

Denominazione bene:	_____										
Denominazione storica:	_____										
Datazione: anno	____	secolo	____	epoca	____	Ultima trasformazione	____	____	____	____	____
Tipologia:	<input type="checkbox"/> chiesa	<input type="checkbox"/> palazzo	<input type="checkbox"/> castello	<input checked="" type="checkbox"/> torre	<input type="checkbox"/> bene archeologico	<input type="checkbox"/> altro					
Pianta:	<input type="checkbox"/> regolare	<input type="checkbox"/> con cortili	<input type="checkbox"/> ad ali aperte	<input type="checkbox"/> lineare	<input type="checkbox"/> altro						
Proprietà:	_____							_____			
Utilizzatore:	_____							_____			

Figura 1: Sezione A<sub>3</sub> - Oggetto della scheda di rilievo dei beni culturali – Danno alle chiese

È evidente come all'interno della *prima sezione* - A<sub>3</sub> *OGGETTO* vi sia un generico riferimento all'edificio torre. Osservando lo svilupparsi della scheda è comunque evidente come l'attenzione di questa sia concentrata propriamente su un edificio di tipologia Chiesa, le sue dettagliate peculiarità e la sua interazione con altri corpi strutturali come può essere un campanile uscente dal corpo chiesa o una torre campanaria nelle immediate vicinanze.

12	<b>VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE</b>	<input type="checkbox"/>
danno	LESIONI NELLA VOLTA O NEL CATINO ABSIDALE	□□□□□
13	<b>ROTTURA A TAGLIO DELLE PARETI</b>	<input type="checkbox"/>
danno	LESIONI INCLINATE (SINGOLE O INCROCIATE) - LESIONI ATTRAVERSO DISCONTINUITÀ LOCALI (VECCHIE APERTURE TAMPONATE, ECC)	□□□□□
14	<b>MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA</b>	<input type="checkbox"/>
danno	LESIONI VICINE ALLE TESTE DELLE TRAVI LIGNEE, SCORRIMENTO DELLE STESSE - SCONNESSIONI TRA I CORDOLI E MURATURA - MOVIMENTI SIGNIFICATIVI DEL MANTO	□□□□□
15	<b>INTERAZIONI IN PROSSIMITÀ DI IRREGOLARITÀ PLANO-ALTIMETRICHE (CORPI ADIACENTI, ARCHI RAMPANTI)</b>	<input type="checkbox"/>
danno	MOVIMENTI NEL GIUNTO O LESIONI NELLA MURATURA PER MARTELLAMENTO LESIONI VERTICALI NEL CORPO MENO RIGIDO - ROTAZIONE NEL CORPO PIÙ ALTO	□□□□□
16	<b>TORRE CAMPANARIA</b>	<input type="checkbox"/>
danno	LESIONI VICINO ALLO STACCO DAL CORPO DELLA CHIESA - LESIONI A TAGLIO E SCORRIMENTO LESIONI VERTICALI (ESPULSIONE DI UNO O PIÙ ANGOLI)	□□□□□
17	<b>CELLA CAMPANARIA</b>	<input type="checkbox"/>
danno	LESIONI NEGLI ARCHI - ROTAZIONI O SCORRIMENTI DEI PIEDRITTI	□□□□□
18	<b>AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)</b>	<input type="checkbox"/>
danno	EVIDENZA DI ROTAZIONI PERMANENTI O DI SCORRIMENTO	□□□□□

Figura 2: Valutazione del danno degli elementi di un edificio Chiesa

Dalla scheda si può quindi direttamente riscontrare come l'elemento torre venga certamente preso in considerazione, senza, però, valutazioni specifiche inerenti al corpo verticale singolo.

A <sub>29</sub> - DATI DIMENSIONALI ( stimati <input type="checkbox"/> rilevati <input type="checkbox"/> )				
Aula (compresi navate, cappelle, transetti)	Larghezza mt. <input type="checkbox"/>	Lunghezza mt. <input type="checkbox"/>	Superficie mq. <input type="checkbox"/>	Altezza media mt. <input type="checkbox"/>
Abside	Larghezza mt. <input type="checkbox"/>	Lunghezza mt. <input type="checkbox"/>	Superficie mq. <input type="checkbox"/>	Altezza media mt. <input type="checkbox"/>
Facciata principale	Larghezza mt. <input type="checkbox"/>	Altezza mt. <input type="checkbox"/>	Superficie mq. <input type="checkbox"/>	
<b>Campanile</b>	Larghezza mt. <input type="checkbox"/>	Lunghezza mt. <input type="checkbox"/>		Altezza mt. <input type="checkbox"/>
Coperture chiesa	Larghezza mt. <input type="checkbox"/>	Lunghezza mt. <input type="checkbox"/>	Superficie mq. <input type="checkbox"/>	Altezza massima mt. <input type="checkbox"/>

Figura 3: Sezione A<sub>29</sub> - Dati dimensionali degli elementi di un edificio Chiesa

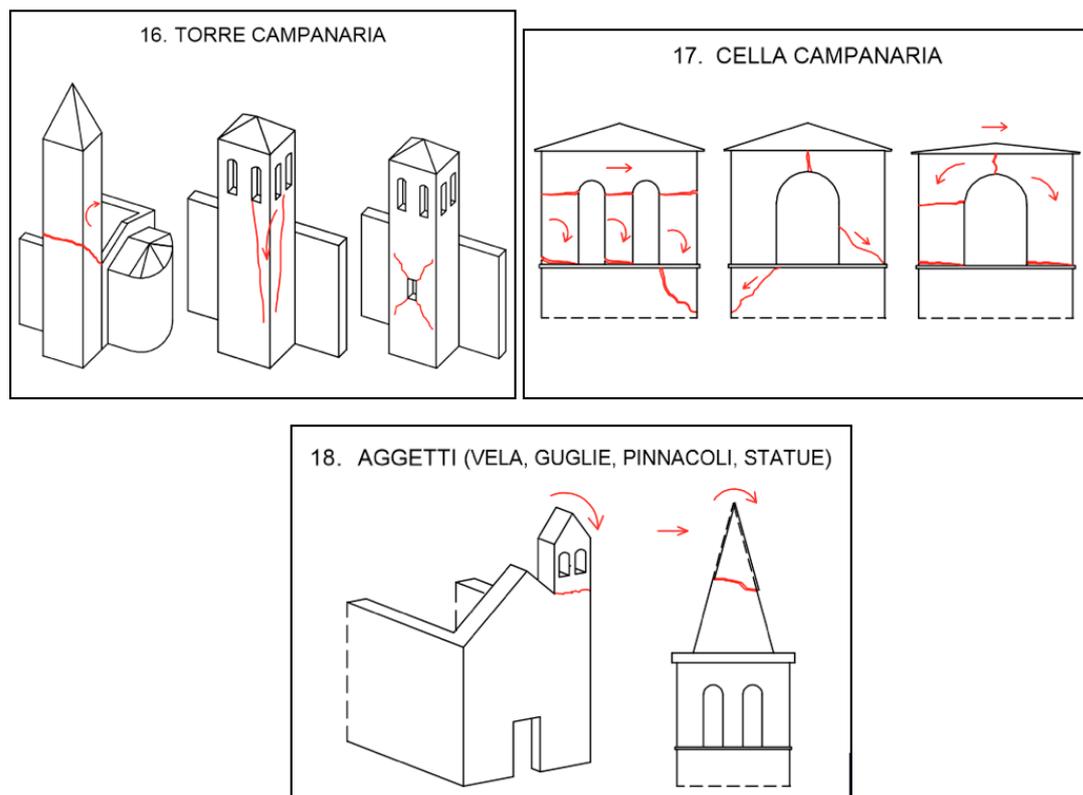


Figura 4: Meccanismi di danno relativi agli elementi di una chiesa

L'emergenza post-sismica ha portato alla realizzazione di schede che siano in grado, in tempi brevi, di effettuare una rassegna dei danni e dei meccanismi di danneggiamento più evidenti in modo da ottenere un riscontro oggettivo con la realtà identificando l'entità dell'evento sismico, la relativa agibilità della struttura e le eventuali operazioni di primo consolidamento. La scheda di cui sono stati forniti alcuni stralci si propone di effettuare, quindi, una rapida e prima analisi, senza entrare nel particolare del danneggiamento. Il tutto è strettamente legato al corpo Chiesa. Da queste prime osservazioni è sorta la volontà,

in questo percorso di tesi, di elaborare una scheda simile che accentrasse la sua attenzione sul corpo torre poiché, per quanto tale argomento sia stato ampiamente affrontato non esiste propriamente una generica scheda di valutazione del danno nell'emergenza post sismica relativa a corpi a sviluppo verticale.

**OBIETTIVO N° 1** = *Elaborazione di ipotesi di scheda di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici a sviluppo verticale (Torri isolate/Torri in aderenza ad altri corpi di fabbrica) nell'emergenza post-sismica.*

In questa prima sezione ci si vuole concentrare, quindi, sull'emergenza post-sismica, sulla valutazione immediata che consenta di determinare l'agibilità e la fruibilità di queste strutture. Non vi è quindi alcuna intenzione di effettuare calcoli o valutazioni strutturali specifiche, ma una mera valutazione basata sull'osservazione e sul confronto di torri e casi i quali possano essere reputati significativi ai fini dell'elaborazione di tali schede.

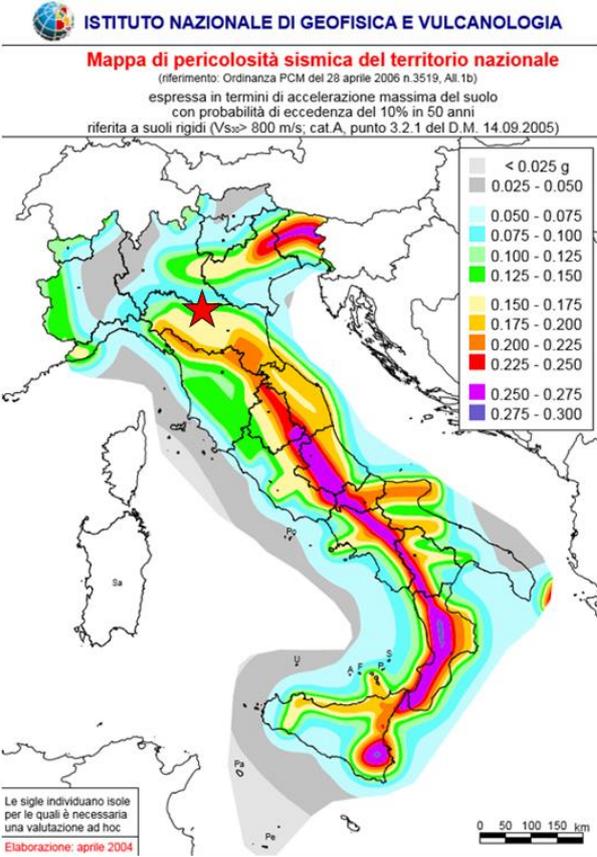
È divenuto opportuno, pertanto, elaborare una rassegna di schede in cui venissero analizzate le Torri colpite da eventi sismici più o meno recenti sul territorio nazionale Italiano, le quali vengono di seguito riportate nel dettaglio. Il format di scheda è stato elaborato per facilitare le operazioni di raffronto.

## **1.2 Schede di analisi e valutazione preliminare relativa strutture a torre (Torri/Campanili)**

Le schede propongono una valutazione del tutto qualitativa che consente di avere una base da cui partire per le analisi successive. I meccanismi di collasso ai quali si fa riferimento rappresentano la modalità più evidente appurata tramite indagine visiva pur non escludendo eventuali altri meccanismi meno evidenti di cui è visibile solamente qualche traccia o avvisaglia. Sarebbe, quindi, riduttivo presupporre che durante l'esposizione all'impatto sismico la struttura subisca un singolo meccanismo di collasso e non la commistione di più meccanismi combinati che accentuino o controbilancino il collasso. L'obiettivo è appunto quello di comprendere a fondo ogni tipologia di meccanismo e comprendere quanto l'una incida rispetto all'altra. Tale valutazione risulta particolarmente complessa data la difficoltà di comprendere a fondo l'origine di una determinata rotazione,

traslazione, scorrimento ecc., soprattutto viste le caratteristiche meccaniche del materiale murario. [16]

### 1.2.1 Torrazzo Gonzaga Bagnolo in Piano (Reggio Emilia)

<b>Tipologia strutturale</b>	Torrazzo (Gonzaga) [32] [33] [34]	
<b>Località</b>	Comune di Bagnolo in Piano (Reggio Emilia)	
<b>Pericolosità Sismica</b>	 <p><b>ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA</b></p> <p><b>Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale</b>  <small>(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n. 3519, All. 1b)      espressa in termini di accelerazione massima del suolo      con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni      riferita a suoli rigidi (<math>V_s \geq 800</math> m/s, cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)</small></p> <p>Le sigle individuano isole per le quali è necessaria una valutazione ad hoc      Elaborazione: aprile 2004</p>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.125/0.150 g</b>.</p> <p>Il comune di Bagnolo in Piano rientra in zona di <b>classe sismica 3 (sismicità bassa)</b></p>

**Documentazione Fotografica**

**Valore  
Storico della  
struttura**



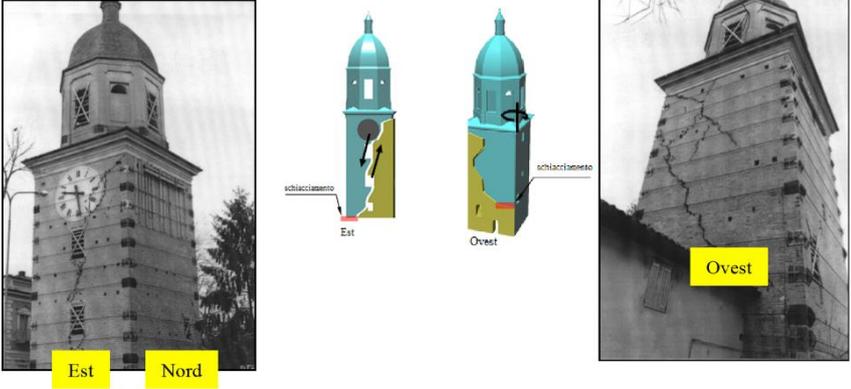
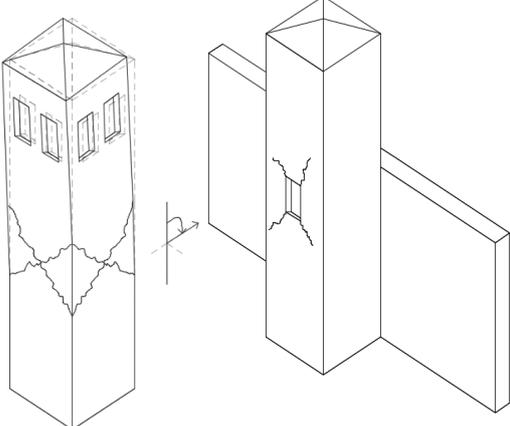
La torre con cella campanaria fu costruita in mattoni nel '700 sopra un torrione in muratura piena di mattoni facente parte del Castello dei Gonzaga a Bagnolo (RE). Il castello fu distrutto e rimase solo la torre in muratura, quindi con tutte le caratteristiche di un campanile isolato tranne per il fatto di essere massiccio.

Nella metà del 1800 fu restaurato e vi furono alloggiate una campana e l'orologio pubblico.

Il 15 ottobre 1996 il forte sisma che colpì Bagnolo danneggiò gravemente il Torrizzo, che è tutt'ora in fase di consolidamento e restauro.

**Causa del**

**Sisma Reggiano-modenese dell'Ottobre 1996**

<b>danno</b>	Il 15 ottobre 1996 un terremoto di <b>magnitudo 5.4</b> (VII grado Mercalli), ha provocato danni principalmente a Novellara, Bagnolo in Piano e Correggio.
<b>Descrizione del danno</b>	
<b>Meccanismo di Collasso</b>	 <p><b>Lesioni a X e fenomeno delle dislocazioni per roto-traslazione</b></p> <p>Traslazione della parete superiore (del tronco) della torre campanaria, seguita da rotazione della stessa.</p> <p>Nelle torri campanarie isolate, i danni sono principalmente dovuti a fratture di tipo a X. Quando, però, in seguito alla formazione della prima frattura diagonale, la parte del campanile sovrastante la frattura formatasi comincia a slittare, senza dare il tempo per la formazione della seconda fessura diagonale a formare la X, si evidenzia una dislocazione nella parte alta della macrofessura, con la sola macrolesione diagonale.</p> <p>Un caso emblematico di dislocazione apparve appunto nella torre in analisi. In seguito al sisma del 1996, con epicentro vicino a Bagnolo in Piano (RE), si osserva la formazione di una prima frattura inclinata con un successivo scorrimento di circa 10 cm della parte di torre sovrastante la lesione; le lesioni, inoltre, vennero richiamate dalle aperture e quindi tendenti a deviare.</p>

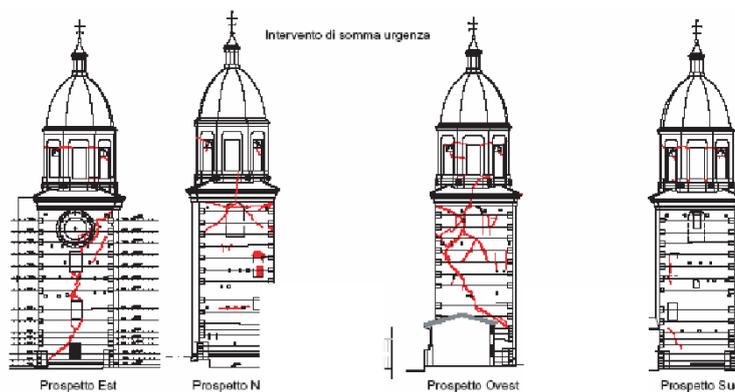
**Interventi e  
Stato di Fatto**



Sono stati effettuati lavori di sistemazione della cinturazione (ottobre 1996) durante l'intervento di somma urgenza post terremoto.

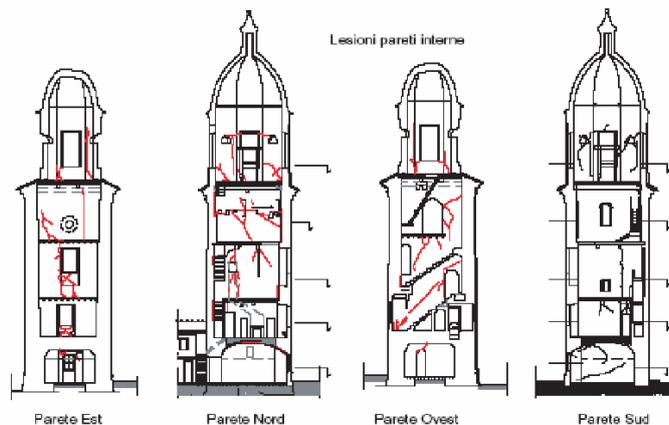


Dall'immagine sovrastante sono evidenti piastre d'angolo con le barre Dywidag, relativi all'intervento provvisorio di somma urgenza.



*Stato di fatto prima del progetto (Prospetti):* in evidenza il sistema di cinturazione esterna eseguito in fase di intervento di somma urgenza (1996). Il progetto definitivo elimina le cinturazioni esterne riportando il

sistema di incatenamento nello spessore delle pareti murarie di contorno del fusto.



*Stato di fatto prima del progetto (Sezioni):* In particolare sono state eseguite cerchiature con barre di acciaio ad alta resistenza e a filettatura continua ancorate con piastra d'angolo, queste sono state poi posizionate attraverso l'impiego di piattaforme aeree.



Lavori di indagine e controllo della cinturazione (2000) nel periodo della progettazione. Si nota la profonda lesione nel prospetto Est contenente l'orologio, prospiciente la piazza.

In particolare questo è il primo caso in Italia di utilizzo di materiali fibro-rinforzati per il quale nel 2001 il prof. Di Tommaso [16] propose di foderare il tamburo del Torrazzo con composito in fibra di carbonio. Questa soluzione, successivamente realizzata, avrebbe contrastato i potenziali meccanismi di collasso del tamburo del cupolotto in ulteriori crisi simiche, avendo anche provveduto a cinturare internamente il fusto della torre con barre ad alto limite elastico.

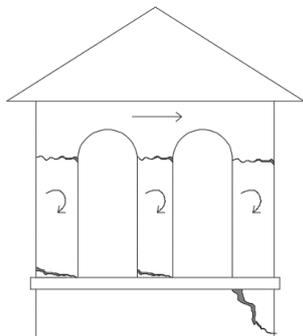
### 1.2.2 Torre Civica Amatrice (Rieti)

<b>Tipologia strutturale</b>	Torre civica
<b>Località</b>	Comune di Amatrice (Rieti)
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b> .  Il comune di Amatrice rientra in zona di <i>classe sismica 1 (sismicità alta)</i>

#### Documentazione Fotografica



<b>Valore Storico della struttura</b>	A metà di <b>Corso Umberto I</b> si erge la torre civica di cui è documentata l'esistenza già nel XIII secolo. A pianta rettangolare la torre, vero e proprio simbolo di Amatrice, è interamente realizzata in pietra arenaria ed è alta circa 25 metri. Attaccata alla torre vi era la Chiesa parrocchiale di Santa Lucia che venne fatta demolire nel 1545 dopo che Amatrice divenne
---------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

	<p>feudo di Alessandro Vitelli. L'antico campanone del 1494, di considerevoli dimensioni, è stato sostituito nel 1985 con una nuova campana. Alle sue spalle si trova la Chiesa di San Giovanni.</p>	
<b>Causa del danno</b>	<p><b><i>Sisma Centro Italia 2016</i></b></p> <p>La prima scossa di <b>magnitudo 6,0</b> è avvenuta alle ore 3:36:32 (UTC+2) del <u>24 agosto 2016</u>, con epicentro nel comune di Accumoli e ipocentro alla profondità di 8 km.</p> <p>Il <u>26 ottobre 2016</u>, alle ore 19:10:36 (UTC+2), una nuova forte scossa di magnitudo <b>magnitudo 5,4</b> è stata registrata nel comune di Castelsantangelo sul Nera (provincia di Macerata), a cui ne è seguita una ancora più forte, di magnitudo <b>magnitudo 5,9</b> alle ore 21:18:05, con epicentro nel comune di Ussita. Le due scosse hanno provocato innumerevoli crolli.</p> <p>Il <u>30 ottobre 2016</u> alle 07:40 si è verificata una scossa di <b>magnitudo 6,5</b></p>	
<b>Descrizione del danno</b>	<p>Simbolo della speranza e della rinascita del borgo di Amatrice, la torre era praticamente l'unico edificio storico a non aver subito crolli nel centro del comune. Il 30 Ottobre 2016 è crollata la parte superiore della torre.</p>	
<b>Meccanismo di Collasso</b>		<p>Cedimento parziale della cella campanaria.</p>
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>		<p>La protezione civile ha confermato il crollo parziale della torre civica di Amatrice a seguito della scossa del 30 ottobre del 2016, rimasta in piedi nel corso delle scosse del 24 agosto e del 26 ottobre 2016. La torre civica è pochi giorni dopo crollata totalmente.</p>

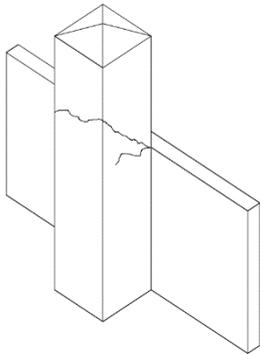
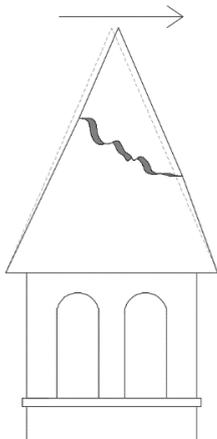
### 1.2.3 Torre Campanaria Cavezzo (Modena)

<b>Tipologia strutturale</b>	Torre Campanaria [26]
<b>Località</b>	Comune di Cavezzo (Modena)
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.150/0.175 g</b> .  Il comune di Cavezzo rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i>

#### Documentazione Fotografica



<b>Causa del danno</b>	<i>Terremoto dell'Emilia del 2012</i> Sisma del 29 maggio 2012 con magnitudo pari a 5,8 ed epicentro a Finale Emilia.
<b>Descrizione del danno</b>	Il Campanile in mattoni della Chiesa di Cavezzo (MO) addossato al solo tetto del vescovato, in seguito al sisma dell'Emilia del 29 Maggio 2012, ha riportato lesioni a Y nella parete frontale ortogonale alla parete di contatto e fratture inclinate deviate dalle aperture sulla parete laterale. La ridotta distanza tra il cornicione di un edificio con il campanile ha generato un effetto di martellamento tra le due strutture con conseguente formazione di

	evidenti lesioni e fessure nel campanile, che ha effettuato un movimento di rotazione rispetto al fulcro rappresentato dal punto di contatto.
<p><b>Meccanismo di Collasso</b></p>	<p><b><i>Meccanismi di danno sismico: lesioni a Y e lesioni diagonali</i></b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: left;"> <p>Il caso di lesioni a Y è tipico di campanili addossati ad un edificio. Infatti, durante l'evento sismico, la torre campanaria oscilla in due direzioni opposte quindi si formano due fratture inclinate ortogonali alle due direzioni di trazione. Ciò infatti accade se sussiste una zona di contatto tra l'edificio e il campanile la quale si comporta come un appoggio attorno a cui ruota con asse orizzontale la struttura snella in elevazione.</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start; margin-top: 20px;"> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: left;"> <p>Le azioni orizzontali dovute al sisma hanno portato al ribaltamento del pinnacolo del campanile di Cavezzo.</p> </div> </div>
<p><b>Interventi e Stato di Fatto</b></p>	<p>Sono stati eseguiti interventi di consolidamento strutturale.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center; margin: 10px 0;">   </div> <p>L'intervento di consolidamento sul campanile è costituito principalmente</p>

dalle seguenti opere strutturali:

- Modifica del cornicione esistente dell'edificio adiacente al campanile allontanandolo il più possibile dalla parete del campanile stesso in modo da formare un idoneo giunto sismico. Durante l'evento sismico del 2012, infatti, il fenomeno di martellamento del campanile nei confronti del cornicione dell'edificio, è stato quello che ha creato le lesioni più significative, in quanto si è innescato un meccanismo di rotazione della parte superiore del campanile intorno al fulcro rappresentato dal punto di contatto tra le due strutture. L'eliminazione della causa di questo fenomeno rappresenta una delle operazioni più importanti da effettuare, anche se non interessa direttamente le strutture del campanile;
- Inserimento sulle facce interne di tutte le pareti di un doppio strato di tessuto di materiale composito in carbonio, applicato con opportune resine. Tali strisce di FRP, di larghezza pari a 25cm, vengono disposte verticalmente in corrispondenza degli spigoli interni della torre lungo tutta l'altezza del campanile. In corrispondenza delle volte, l'attraversamento avverrà tramite l'utilizzo di cordini in fibre di carbonio, passanti all'interno di un foro effettuato nella volta stessa e collegati superiormente ed inferiormente alle strisce in FRP con resine. Nella zona centrale del campanile, particolarmente lesionata per il fenomeno di martellamento descritto in precedenza, il sistema di strisce in FRP viene potenziato mediante l'applicazione di altre fibre verticali;
- Realizzazione di due cerchiature metalliche disposte in corrispondenza di due cornicioni esistenti in modo da mitigarne l'impatto visivo. Le cerchiature verranno realizzate in acciaio inox verniciato e saranno inserite una superiormente al cornicione inferiore ed un'altra subito sopra il cornicione presente alla base della cella campanaria;
- Inserimento di quattro catene metalliche disposte parallelamente

alle pareti, con capichiave di ancoraggio esterno, in corrispondenza di tutti gli impalcati lignei esistenti (anche in questo caso si dovrà utilizzare acciaio inox verniciato);

- Realizzazione di una struttura scatolare controventata in acciaio a consolidamento della cella campanaria. La struttura irrigidente in acciaio inox verniciato sarà costituita da profilati angolari disposti verticalmente lungo i quattro spigoli interni della cella e da profilati scatolari superiori ed inferiori in modo da realizzare una scatola chiusa. Tale struttura dovrà essere collegata alla muratura mediante barre con capichiave esterni e mediante inghisaggi di barre e verrà controventata tramite tiranti a croce di S. Andrea sui quattro lati;
- Inserimento di un contrappeso collegato alla guglia del campanile con lo scopo di prevenirne la futura espulsione in caso di un eventuale evento sismico, come è accaduto per quello passato. Il contrappeso dovrà essere appeso alla guglia e dovrà essere dimensionato per non eccitarsi alle frequenze del sisma e per trattenere in modo efficace la guglia stessa.

L'intervento di consolidamento con le fibre della porzione maggiormente lesionata comporterà la rimozione e il rifacimento dell'intonaco. L'intervento prevede su tutto il paramento murario a vista sia interno che esterno le seguenti operazioni:

- Sigillatura delle lesioni con iniezioni;
- Operazioni di cuci-scuci ove necessario;
- Pulizia della superficie e trattamento con consolidante al silicato di etile.

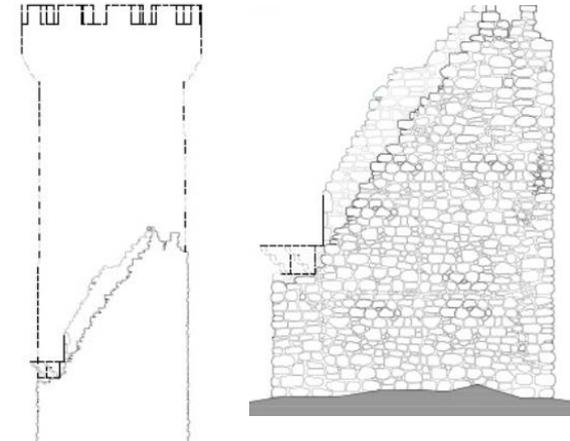
### 1.2.4 Torre Medicea di Santo Stefano di Sessanio (L'Aquila)

<b>Tipologia strutturale</b>	Torre (Medicea)[36]
<b>Località</b>	Comune di Santo Stefano di Sessanio (L'Aquila)
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b> .  Il comune di Santo Stefano di Sessanio (L'Aquila) rientra in zona di <b>classe sismica 2 (sismicità media)</b>

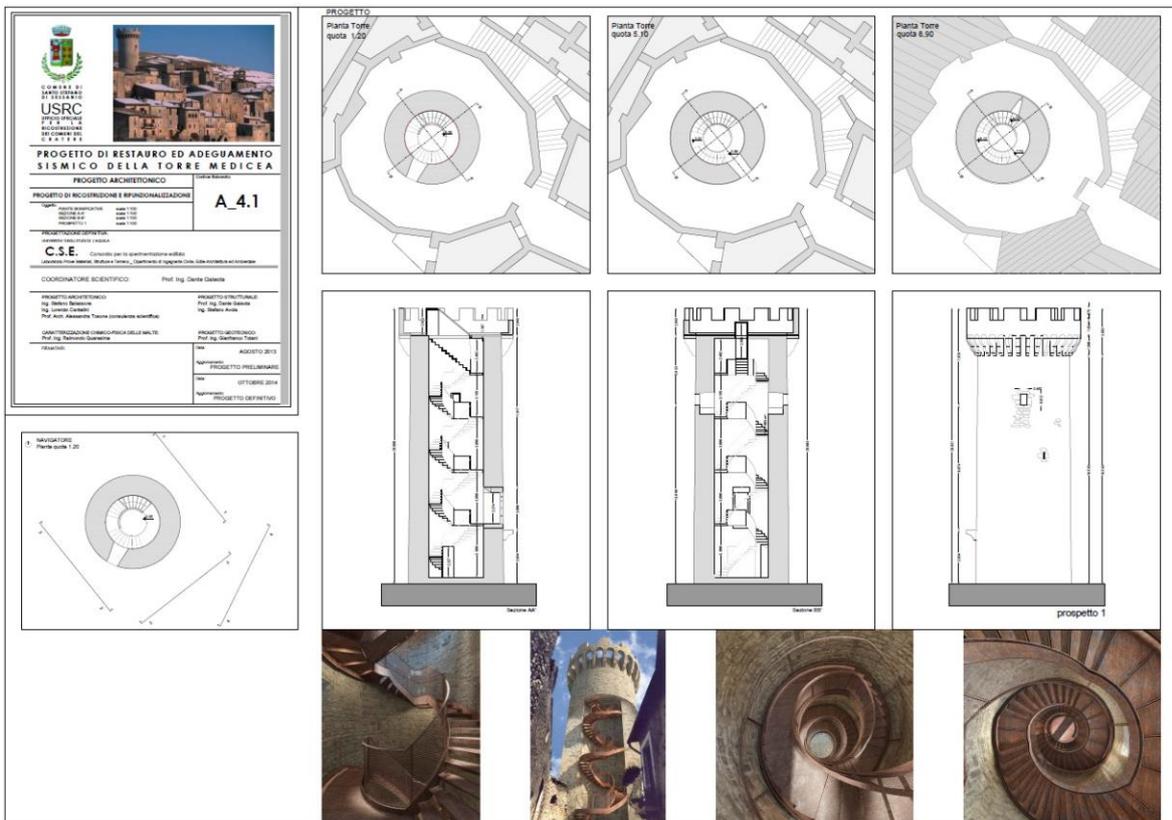
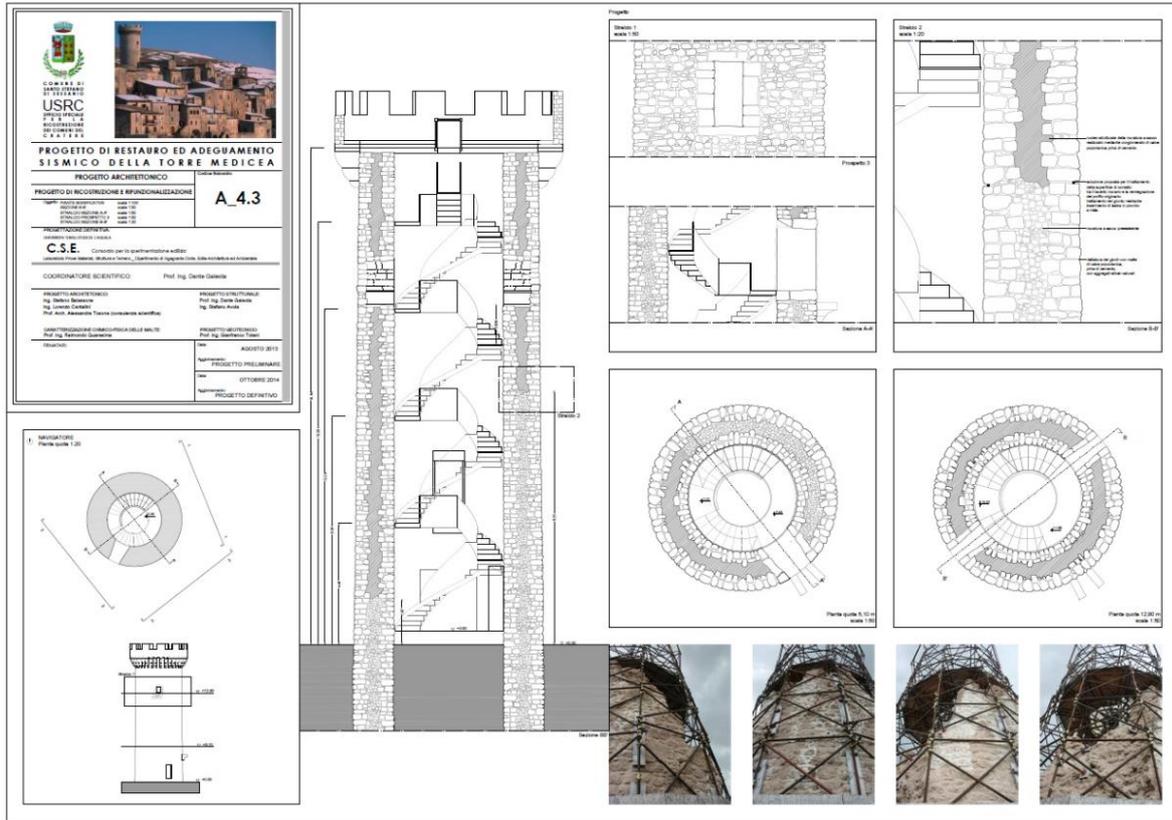
#### Documentazione Fotografica



<p><b>Valore Storico della struttura</b></p>	<p>La torre di proprietà comunale è posizionata sulla parte più alta del borgo, ed è un edificio a pianta circolare con diametro interno di 3,89 metri e spessore murario di 1,46 metri. Il suo sviluppo verticale raggiungeva, prima dell'evento sismico, una altezza complessiva di 20 metri. Era caratterizzata da un fusto cilindrico di diametro costante su cui si aprivano due bucaure; sulla parte sommitale era distinguibile un sistema a mensola che sosteneva il parapetto merlato del cammino di ronda, costituito da beccatelli alternati a caditoie in pietra lavorata. Il sistema di risalita interno era costituito da una scala lignea a doppia rampa molto ripida, che si innestava su solai lignei disposti secondo altezze di interpiano di circa 4,60 metri. La realizzazione del pesante solaio di copertura in cemento armato, rovinosamente precipitato a seguito del sisma 2009, sembra da attribuirsi all'uso della torre durante il secondo conflitto bellico, divenuta base di una postazione antiaerea. Un piccolo abbaino, aperto sul solaio in cemento armato, consentiva l'uscita in copertura nella zona delle merlature. Alla data antecedente gli eventi sismici del 6 aprile 2009 la torre era accessibile al pubblico: i visitatori potevano salire fino alla quota di copertura scoprendo, in una visuale unica, la morfologia del borgo e il suo contesto paesaggistico. L'edificio era costituito inizialmente dal solo fusto cilindrico privo di coronamento, con porta di accesso ad una quota elevata e con finestre, tutti elementi incorniciati da blocchi in pietra. Sarà proprio la presenza di questo singolare elemento edificato a determinare la genesi del tessuto edilizio circostante. L'evolversi delle tecniche militari e l'avvicinarsi di fenomeni rovinosi inducono cambiamenti e modifiche della versione originale della torre. E' possibile riferire al periodo angioino la sua trasformazione più vistosa che aggiunge alla canna cilindrica originale l'apparato a sporgere del coronamento impostato su beccatelli a tre aggetti che trasformano di fatto la torre in un vero presidio di difesa del borgo.</p>
<p><b>Causa del danno</b></p>	<p><i>Sisma L'Aquila 2009</i></p>
<p><b>Descrizione</b></p>	<p>A seguito del sisma del 2009 la torre è andata quasi completamente</p>

<b>del danno</b>	distrutta; resta in piedi un grosso lacerto murario di altezza variabile.
<b>Meccanismo di Collasso</b>	
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>	<p>La torre è stata sottoposta ad un intervento di messa in sicurezza: rimozione delle porzioni di muratura in pericolo di crollo, protezione di tutta la muratura non crollata e realizzazione di un presidio di sicurezza, realizzato in tubo giunto, con cui si è da subito riproposto l'originale skyline della torre.</p> <p>Il materiale del crollo è stato recuperato e conservato, sia per il materiale sciolto delle pietre in bozza, che per le parti lapidee lavorate di beccatelli, mensole e imbotti di porte e finestre.</p> <p>Con le tavole sotto si vuole mostrare il progetto di riqualificazione e ri-edificazione della Torre di Sessanio.</p>





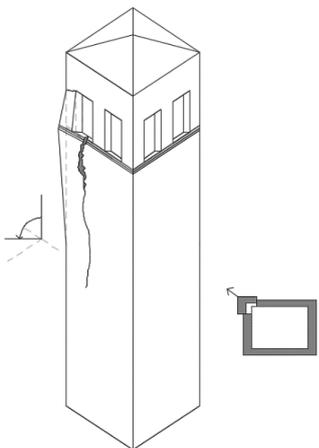
### 1.2.5 Campanile di Castelluccio di Norcia (Perugia)

<b>Tipologia strutturale</b>	Campanile della Chiesa di Santa Maria Assunta [51]
<b>Località</b>	Comune di Castelluccio, frazione di Norcia (Perugia)
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b> .  Il comune di Norcia rientra in zona di <i>classe sismica 1 (sismicità alta)</i>

#### Documentazione Fotografica



<b>Valore Storico della struttura</b>	Salendo sulla cima del colle di Castelluccio di Norcia, una volta chiamato “le pitture”, si arriva nel nucleo più antico del paese dove si trova l'unica porta rimasta delle antiche mura adiacente la <b>Chiesa di Santa Maria Assunta</b> .  Essa in origine aveva una torre campanaria mentre l'attuale campanile venne aggiunto nel 1801 in sostituzione della torre.
<b>Causa del danno</b>	<b><i>Sisma Centro Italia 2016</i></b>  La prima scossa di <b>magnitudo 6,0</b> è avvenuta alle ore 3:36:32 (UTC+2) del <u>24 agosto 2016</u> , con epicentro nel comune di Accumoli e ipocentro alla profondità di 8 km.

	<p>Il <u>26 ottobre 2016</u>, alle ore 19:10:36 (UTC+2), una nuova forte scossa di magnitudo <b>magnitudo 5,4</b> è stata registrata nel comune di Castelsantangelo sul Nera (provincia di Macerata), a cui ne è seguita una ancora più forte, di magnitudo <b>magnitudo 5,9</b> alle ore 21:18:05, con epicentro nel comune di Ussita. Le due scosse hanno provocato innumerevoli crolli.</p> <p>Il <u>30 ottobre 2016</u> alle 07:40 si è verificata una scossa di <b>magnitudo 6,5</b></p>
<b>Descrizione del danno</b>	Il campanile della Chiesa Centrale risulta gravemente lesionato e pericolante.
<b>Meccanismo di Collasso</b>	<p>Cedimento parziale della cella campanaria. Rotazione verso l'esterno di una o più angolate con asse di rotazione orizzontale parallelo al lato o alla diagonale.</p> 
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>	

### 1.2.6 Torre Castello della Galeazza di Crevalcore (Bologna)

<b>Tipologia strutturale</b>	Castello della Galeazza [44] [43] [45]
<b>Località</b>	Comune di Crevalcore (Bologna)

<b>Pericolosità Sismica</b>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.150/0.175 g</b>.</p> <p>Il comune di Crevalcore rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i></p>
-----------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

### Documentazione Fotografica



<b>Valore Storico della struttura</b>	<p>Galeazza è una borgata che prende il nome dal condottiero Galeazzo Pepoli, che nella seconda metà del '300 fece costruire una poderosa Torre di avvistamento e di guardia, nota, appunto, come la <b>Torre della Galeazza</b>: si tratta della parte più antica dell'omonimo castello ed è certamente una delle più belle di tutta la valle Padana.</p> <p>Il Pepoli fece erigere la Torre quando, dopo l'ennesima vittoria, stanco di combattere contro i Ferraresi, decise di ritirarsi a vita privata, al fianco dell'amatissima moglie Anna.</p> <p>Secondo la leggenda popolare, sarebbe stata proprio la moglie a dare il nome del marito alla Torre, in onore delle sue gloriose imprese. Galeazzo, per ricambiare tanto affetto, fece costruire in cima alla torre stessa un'altra</p>
---------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

	torre, più sottile e aggraziata, che sembra quasi sbocciare come un fiore dalla corolla dei merli della prima, e la chiamò Anna.
<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Emilia Italia 2012.</i>
<b>Descrizione del danno</b>	Il castello, durante il sisma del 20 maggio 2012, ha subito numerosi crolli ed è stato danneggiato gravemente, rendendolo inagibile. La torre, inoltre, ha subito il crollo dell'intera parte sommitale.
<b>Meccanismo di Collasso</b>	Crollo della parte sommitale della torre. Rotazione verso l'esterno di "ambiti di angolata" attorno ad un punto di cerniera formatosi sull'angolata della stessa, all'estremo inferiore della parte interessata dal meccanismo.
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>	

### 1.2.7 Torre Castello delle Rocche di Finale Emilia (Modena)

<b>Tipologia strutturale</b>	Castello delle Rocche (Rocca Estense) [46] [47]
<b>Località</b>	Comune di Finale Emilia (Modena)
<b>Pericolosità Sismica</b>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.150/0.175 g</b>.</p> <p>Il comune di Finale Emilia rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i></p>

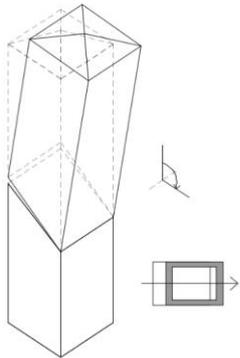
**Documentazione Fotografica****Valore  
Storico  
della  
struttura**

Il **Castello delle Rocche** (noto anche come Rocca Estense), situato lungo l'antico corso del fiume Panaro nel centro della città (oggi Via Trento e Trieste), mantiene pressoché intatto l'impianto quattrocentesco.

E' un'imponente costruzione con quattro torri angolari e un alto mastio.

Venne fatto erigere nel 1402 per volontà del marchese Nicolò III d'Este, il quale ne affidò i lavori al noto architetto Bartolino Ploti da Novara (già autore dei castelli di Ferrara e di Mantova). Fu innalzato su di una più antica struttura fortificata: alcune sue parti risalgono probabilmente al XIII o XIV secolo, se non ancora prima. Una di queste è il maschio, la più alta (m. 35) ed imponente delle sue torri.



<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Emilia Italia 2012.</i>	
<b>Descrizione del danno</b>	Il terremoto del 20 maggio 2012 ha danneggiato l'intera struttura (soprattutto le parti sommitali delle torri) e fatto crollare il mastio principale del castello.	
<b>Meccanismo di Collasso</b>		Crollo dell'intera torre. Rotazione verso l'esterno della parete superiore (del tronco) della torre dovuta ad azioni di fuori piano, con formazione di una cerniera cilindrica ad asse orizzontale o di cerniera sferica in corrispondenza di un punto o di uno spigolo.
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>		A seguito degli eventi sismici del 2012 sono stati eseguiti interventi provvisori per la messa in sicurezza delle parti pericolanti.

### 1.2.8 Torre Castello dei Lambertini di Poggio Renatico (Ferrara)

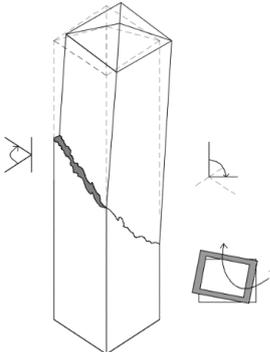
<b>Tipologia strutturale</b>	Castello dei Lambertini [40] [41] [43]
<b>Località</b>	Comune di Poggio Renatico (Ferrara)
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del

	10% in 50 anni pari a <b>0.150/0.175 g</b> .
	Il comune di Poggio Renatico rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i>

### Documentazione Fotografica



<b>Valore Storico della struttura</b>	Il <b>castello Lambertini</b> si trova a Poggio Renatico, in provincia di Ferrara. Fu costruito nel medioevo dalla famiglia Guastavillani come struttura a carattere difensivo, divenendo poi proprietà della famiglia Lambertini nel XV secolo. Nel corso degli anni l'antica costruzione ha subito numerose trasformazioni e rifacimenti: nel 1475 con Egano Lambertini e soprattutto nel 1600, la struttura venne trasformata in palazzo signorile, perdendo il rigido carattere di rocca militare.
<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Emilia Italia 2012.</i>
<b>Descrizione del danno</b>	Il terremoto del 20 maggio 2012 ha distrutto l'imponente torre dell'orologio e ha danneggiato l'intera struttura.

<p><b>Meccanismo di Collasso</b></p>		<p>Crollo della parte superiore del tronco della torre. Rotazione della parte superiore (del tronco) della torre, risultante dalla combinazione di una rotazione intorno ad un asse verticale e di una rotazione intorno ad un asse orizzontale.</p>
<p><b>Interventi e Stato di Fatto</b></p>	 <p>A seguito degli eventi sismici del 2012 sono stati eseguiti interventi provvisori per la salvaguardia dell'intero edificio. È in progetto il recupero dell'intera struttura e la ricostruzione della torre.</p>	

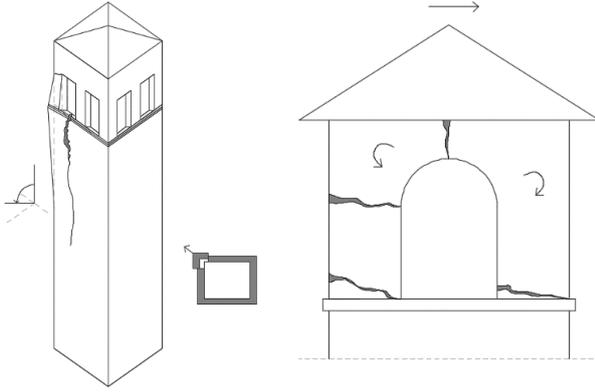
### 1.2.9 Campanile di Castelsantangelo sul Nera (Macerata)

<p><b>Tipologia strutturale</b></p>	<p>Campanile della chiesa di Santo Stefano [48] [49]</p>
<p><b>Località</b></p>	<p>Comune di Castelsantangelo sul Nera (Macerata)</p>
<p><b>Pericolosità Sismica</b></p>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b>.</p> <p>Il comune di Castelsantangelo sul Nera rientra in zona di <i>classe sismica 1</i></p>

(sismicità alta)

**Documentazione Fotografica**

<b>Valore Storico della struttura</b>	<p>La <b>Chiesa di Santo Stefano</b>, edificata in stile romanico nel XIII secolo, ha subito negli anni alcuni rifacimenti, ultimo dei quali quello avvenuto dopo il 1700 nel quale venne completamente ricostruita la facciata principale.</p> <p>Presenta una solenne torre campanaria, situata a lato del presbiterio e sulla fiancata laterale rimane la porta originaria a tutto sesto, affiancata da due leoni in pietra e sorretta da stipiti trapezoidali ornati da decori romanici, mentre sull'arco sono scolpiti un San Michele Arcangelo e una Croce.</p>
<b>Causa del danno</b>	<p><b>Sisma Centro Italia 2016</b></p> <p>La prima scossa di <b>magnitudo 6,0</b> è avvenuta alle ore 3:36:32 (UTC+2) del <u>24 agosto 2016</u>, con epicentro nel comune di Accumoli e ipocentro alla profondità di 8 km.</p> <p>Il <u>26 ottobre 2016</u>, alle ore 19:10:36 (UTC+2), una nuova forte scossa di magnitudo <b>magnitudo 5,4</b> è stata registrata nel comune di Castelsantangelo sul Nera (provincia di Macerata), a cui ne è seguita una ancora più forte, di magnitudo <b>magnitudo 5,9</b> alle ore 21:18:05, con epicentro nel comune di Ussita. Le due scosse hanno provocato innumerevoli crolli. Il <u>30 ottobre 2016</u> alle 07:40 si è verificata una scossa di <b>magnitudo 6,5</b></p>
<b>Descrizione del danno</b>	<p>A seguito delle scosse di ottobre, il campanile ha riportato gravi danni e significative lesioni nella struttura sommitale della cella campanaria, tali da rendere l'intera struttura pericolante a causa di un possibile imminente crollo della parte lesionata.</p>

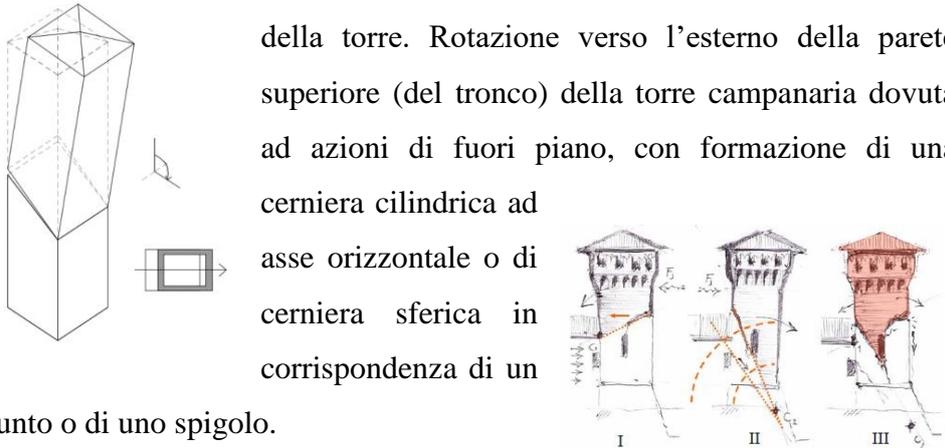
<p><b>Meccanismo di Collasso</b></p>		<p>Cedimento parziale della cella campanaria e rotazione verso l'esterno di una o più angolate con asse di rotazione orizzontale parallelo al lato o alla diagonale.</p>
<p><b>Interventi e Stato di Fatto</b></p>		

### 1.2.10 Rocca Estense di San Felice sul Panaro (Modena)

<p><b>Tipologia strutturale</b></p>	<p>Rocca Estense [39] [45] [54]</p>
<p><b>Località</b></p>	<p>Comune di San Felice sul Panaro (Modena)</p>
<p><b>Pericolosità Sismica</b></p>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.125/0.150 g</b>.</p> <p>Il comune di San Felice sul Panaro rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i></p>

**Documentazione Fotografica**

<p><b>Valore Storico della struttura</b></p>	<p>La <b>Rocca Estense</b> è il monumento principale di San Felice sul Panaro. Il fortilizio è caratterizzato dalla tipica pianta quadrilatera e da quattro torri angolari. La torre sul lato Sud-est è il maschio. Iniziarono la sua costruzione nel 1340 su ordine del marchese Obizzo III d'Este. Impiegarono circa vent'anni per finirla. Nel secolo successivo, fu restaurata e ulteriormente fortificata su ordine del marchese Niccolò III d'Este, che incaricò dei lavori il famoso architetto militare Bartolino da Novara.</p>
<p><b>Causa del danno</b></p>	<p><i>Sisma Emilia Italia 2012.</i></p>
<p><b>Descrizione del danno</b></p>	<p>La rocca è stata gravemente danneggiata dal terremoto del 20 maggio 2012 che ha provocato il crollo delle coperture delle torri e gravi lesioni al maschio, ulteriormente aggravate dal successivo sisma del 29 maggio 2012.</p>

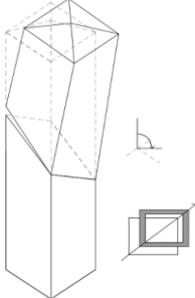
<p><b>Meccanismo di Collasso</b></p>	 <p>Cedimento parziale della parte superiore del tronco della torre. Rotazione verso l'esterno della parete superiore (del tronco) della torre campanaria dovuta ad azioni di fuori piano, con formazione di una cerniera cilindrica ad asse orizzontale o di cerniera sferica in corrispondenza di un punto o di uno spigolo.</p>
<p><b>Interventi e Stato di Fatto</b></p>	 <p>A seguito degli eventi sismici del 2012 sono stati eseguiti interventi provvisori per la salvaguardia dell'intero edificio. È necessario proseguire con lavori di restauro e consolidamento.</p>

### 1.2.11 Campanile di Norcia (Perugia)

<p><b>Tipologia strutturale</b></p>	<p>Campanile della basilica di San Benedetto [53]</p>
<p><b>Località</b></p>	<p>Comune di Norcia (Perugia)</p>
<p><b>Pericolosità Sismica</b></p>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b>.</p> <p>Il comune di Norcia rientra in zona di <i>classe sismica 1 (sismicità alta)</i></p>

**Documentazione Fotografica**

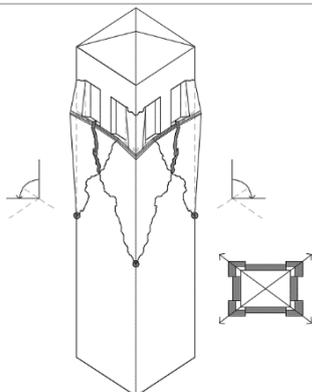
<p><b>Valore Storico della struttura</b></p>	<p>La <b>Basilica di San Benedetto</b> è un importante luogo di culto cattolico di Norcia, in provincia di Perugia, situato nel centro storico della città.</p> <p>L'impianto attuale risale al XIII secolo, quando fu notevolmente ampliata. Nel XVI secolo un terremoto danneggiò la struttura, che fu restaurata all'interno in forme barocche. Il terremoto dell'Aquila del 1703 distrusse il campanile, ricostruito poi sui canoni del precedente medievale. La basilica ha sempre continuato a soffrire sino ad oggi per i danneggiamenti di vari terremoti. Nel 1979 fu danneggiata, e lesionata notevolmente nel terremoto di Umbria e Marche del 1997. Allora fu sottoposta a restauro, assieme a tutta Norcia, e fu riaperta in occasione del Giubileo del 2000.</p>
<p><b>Causa del danno</b></p>	<p><b><i>Sisma Centro Italia 2016</i></b></p> <p>La prima scossa di <b>magnitudo 6,0</b> è avvenuta alle ore 3:36:32 (UTC+2) del <u>24 agosto 2016</u>, con epicentro nel comune di Accumoli e ipocentro alla profondità di 8 km.</p> <p>Il <u>26 ottobre 2016</u>, alle ore 19:10:36 (UTC+2), una nuova forte scossa di magnitudo <b>magnitudo 5,4</b> è stata registrata nel comune di Castelsantangelo sul Nera (provincia di Macerata), a cui ne è seguita una ancora più forte, di magnitudo <b>magnitudo 5,9</b> alle ore 21:18:05, con epicentro nel comune di Ussita. Le due scosse hanno provocato innumerevoli crolli.</p> <p>Il <u>30 ottobre</u> alle 07:40 si è verificata una scossa di <b>magnitudo 6,5</b></p>
<p><b>Descrizione del danno</b></p>	<p>Le scosse di agosto non hanno avuto effetto sulla struttura della chiesa e del campanile, se non in minima parte. Il restauro eseguito dopo il terremoto del 1997 è stato efficace. A seguito delle ripetute scosse dovute allo sciame</p>

	<p>sismico, però, hanno causato danni sempre maggiori. Il 30 ottobre la scossa maggiore delle 7:41 fece crollare il massiccio campanile sulla chiesa, distruggendone gran parte del corpo centrale.</p>	
<b>Meccanismo di Collasso</b>		<p>Cedimento totale del tronco della torre campanaria. Rotazione verso l'esterno della parete superiore (del tronco) della torre campanaria dovuta ad azioni di fuori piano, con formazione di una cerniera cilindrica ad asse orizzontale o di cerniera sferica in corrispondenza di un punto o di uno spigolo.</p>
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>		

### 1.2.12 Campanile di Norcia (Perugia)

<b>Tipologia strutturale</b>	Campanile della chiesa di San Giovanni [50]
<b>Località</b>	Comune di Norcia (Perugia)
<b>Pericolosità Sismica</b>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b>.</p> <p>Il comune di Norcia rientra in zona di <i>classe sismica 1 (sismicità alta)</i></p>

**Documentazione Fotografica**

<b>Valore Storico della struttura</b>	A ridosso delle mura di cinta, in prossimità della omonima porta, si trova la <b>Chiesa di San Giovanni</b> di cui non si conoscono le origini precise ma è sicuramente una delle più antiche di Norcia. Più volte ricostruita e restaurata, ha perso la sua struttura originaria dopo i disastrosi terremoti che si sono verificati nei secoli.
<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Centro Italia 2016.</i>
<b>Descrizione del danno</b>	La parte sommitale del campanile ha subito danni molto gravi, che hanno portato al crollo della cella campanaria.
<b>Meccanismo di Collasso</b>	 <p>Cedimento totale della cella campanaria. Traslazione della parete superiore (del tronco) della torre campanaria, seguita da rotazione della stessa.</p>

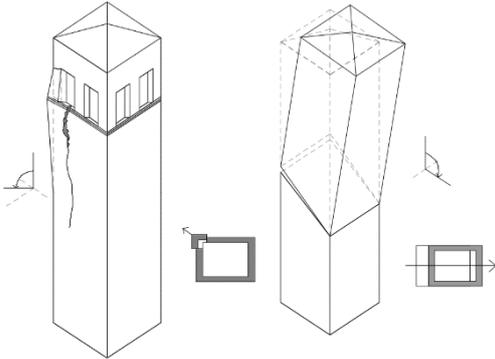
<p><b>Interventi e Stato di Fatto</b></p>		
-------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------

### 1.2.13 Campanile San Pellegrino di Norcia (Perugia)

<b>Tipologia strutturale</b>	Campanile della chiesa di San Pellegrino [52]
<b>Località</b>	Comune di San Pellegrino, frazione di Norcia (Perugia)
<b>Pericolosità Sismica</b>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b>.</p> <p>Il comune di Norcia rientra in zona di <i>classe sismica 1 (sismicità alta)</i></p>

#### Documentazione Fotografica



<b>Valore Storico della struttura</b>	Della <b>Chiesa di San Pellegrino</b> non si hanno notizie certe sulla sua data di costruzione poiché la ristrutturazione che ha subito nel XVII sec. e ne XIX sec. ne ha cancellato parecchie tracce ma, da alcuni elementi, si può presupporre che possa appartenere al XIII-XV sec.
<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Centro Italia 2016.</i>
<b>Descrizione del danno</b>	Il campanile della chiesa ha subito gravi danni a seguito delle scosse del 24 agosto, causando il cedimento parziale della cella campanaria e profonde crepe attorno l'orologio e lungo l'intera altezza del campanile stesso. Con le scosse di ottobre, la parte danneggiata del campanile è crollata, causando danni anche alla chiesa. È necessario mettere in sicurezza la struttura della chiesa e del campanile che ancora oggi sono pericolanti.
<b>Meccanismo di Collasso</b>	 <p>Cedimento parziale della cella campanaria. Rotazione verso l'esterno di una o più angolate con asse di rotazione orizzontale parallelo al lato o alla diagonale. Crollo della parte superiore del tronco della torre. Rotazione verso l'esterno della parete superiore (del tronco) della torre campanaria dovuta ad azioni di fuori piano, con formazione di una cerniera cilindrica ad asse orizzontale o di cerniera sferica in corrispondenza di un punto o di uno spigolo.</p>
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>	

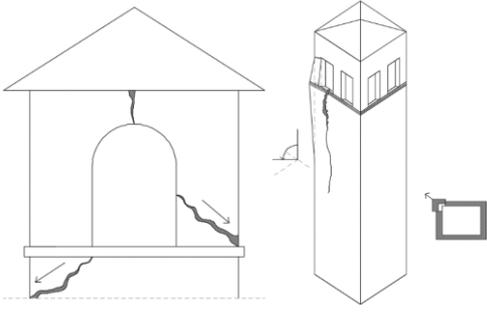
### 1.2.14 Campanile di Norcia (Perugia)

<b>Tipologia strutturale</b>	Campanile della concattedrale di Santa Maria Argentea
<b>Località</b>	Comune di Norcia (Perugia)
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b> .  Il comune di Norcia rientra in zona di <i>classe sismica 1 (sismicità alta)</i>

#### Documentazione Fotografica



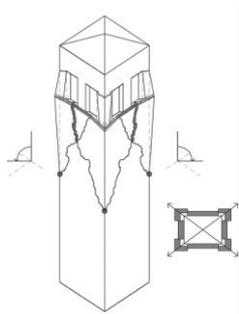
<b>Valore Storico della struttura</b>	La chiesa di Santa Maria Argentea venne eretta tra il 1560 ed il 1574 in sostituzione di una pieve altomedievale, demolita per far posto alla rocca della Castellina. L'attuale costruzione è l'esito di vari rifacimenti a seguito dei danni causati dai numerosi terremoti che hanno colpito Norcia e la Valnerina. Dell'edificio rinascimentale rimase solo il battistero.  Il robusto campanile a pianta quadrata risale al 1869.
<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Centro Italia 2016.</i>
<b>Descrizione del danno</b>	Il campanile, a differenza della chiesa, ha subito danni alla cella campanaria che non risultano gravi. È necessario, però, monitorare la situazione stabilità in relazione alla possibilità di nuove scosse che possono aggravare la situazione.

<b>Meccanismo di Collasso</b>		<p>Danno parziale della cella campanaria. Rotazione verso l'esterno di una o più angolate con asse di rotazione orizzontale parallelo al lato o alla diagonale.</p>
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>		

### 1.2.15 Campanile di Visso (Macerata)

<b>Tipologia strutturale</b>	Campanile della chiesa di Sant'Antonio [37] [38]
<b>Località</b>	Comune di Visso (Macerata)
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.225/0.250 g</b> .
	Il comune di Visso rientra in zona di <i>classe sismica 1 (sismicità alta)</i>

**Documentazione Fotografica**

<b>Valore Storico della struttura</b>	La Chiesa di Sant'Antonio che sorge in frazione Borgo venne eretta nel XIV secolo e più precisamente nel 1349 su un fondo del Capitolo lateranense dal quale dipese per molti anni.
<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Centro Italia 2016.</i>
<b>Descrizione del danno</b>	A differenza della chiesa che, duramente colpita dalle scosse di agosto, è successivamente crollata ad ottobre, il campanile risulta ancora in piedi ma seriamente compromesso.
<b>Meccanismo di Collasso</b>	 <p>Cedimento parziale della cella campanaria. Rotazione verso l'esterno di "ambiti di angolata" attorno ad un punto di cerniera formatosi sull'angolata della stessa, all'estremo inferiore della parte interessata del meccanismo.</p>

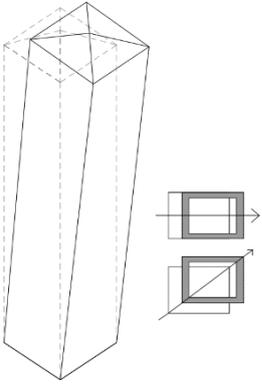
<p><b>Interventi e Stato di Fatto</b></p>	
-------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------

### 1.2.16 Campanile di Asciano (Siena)

<b>Tipologia strutturale</b>	Campanile (di Badia a Rofeno)
<b>Località</b>	Comune di Asciano (Siena )
<b>Pericolosità Sismica</b>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.125/0.150 g</b>.</p> <p>Il comune di Asciano rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i></p>

#### Documentazione Fotografica

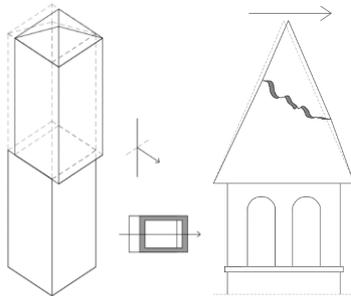


<b>Valore Storico della struttura</b>	Il campanile millenario di Badia a Rofeno appartiene al complesso monastico in cui era stata collocata la Pala di Ambrogio, sull'altare Maggiore dove rimase fino alla prima metà del Novecento, quando fu trasferita nel museo di Arte sacra di Asciano.
<b>Causa del danno</b>	Cedimento Strutturale
<b>Descrizione del danno</b>	Prima del crollo del campanile, questo era da diversi mesi pericolosamente inclinato come si evince dalla rassegna fotografica ed il 6 gennaio del 2010 si era distaccato dal corpo di fabbrica della Chiesa.
<b>Meccanismo di Collasso</b>	 <p>Ribaltamento Totale della Torre.</p>
<b>Stato attuale</b>	Crollato in data 14 maggio 2010. Il campanile millenario è crollato, portandosi dietro l'abside e parte del tetto

### 1.2.17 Campanile di Buona Compra di Cento (Ferrara)

<b>Tipologia strutturale</b>	Campanile
<b>Località</b>	Comune di Buona Compra frazione di Cento (FE)
<b>Pericolosità Sismica</b>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.125/0.150 g</b>.</p> <p>Il comune di Buonacompra rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i></p>

<b>Documentazione Fotografica</b>			
			

<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Emilia 2012</i>		
<b>Descrizione del danno</b>	Il campanile ha subito evidenti crolli parziali del pinnacolo ed era percorso da crepe da cima a fondo, che hanno indotto alla decisione di smantellare completamente la struttura per porre in sicurezza l'area circostante. Definito "macerie in aria".		
<b>Meccanismo di Collasso</b>		Le azioni orizzontali generate dal sisma hanno generato crollo parziale del pinnacolo.	
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>	 <p>Il campanile di Buonacompra è stato interamente smontato, pietra dopo pietra, salvaguardando i materiali.</p>		

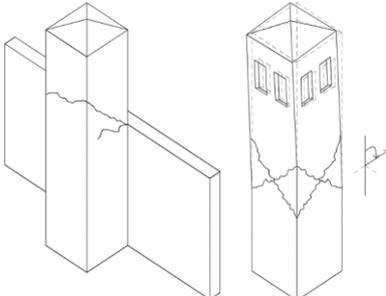


### 1.2.18 Campanile di Casumaro Cento (Ferrara)

<b>Tipologia strutturale</b>	Campanile della Chiesa di San Lorenzo
<b>Località</b>	Comune di Casumaro frazione di Cento (FE)
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.125/0.150 g</b> .  Il comune di Casumaro Cento rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i>

#### Documentazione Fotografica



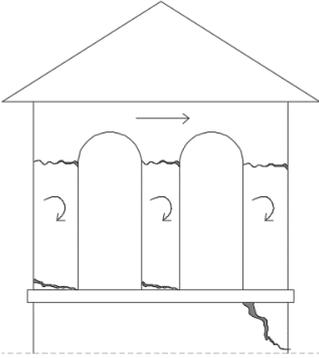
<b>Valore Storico della struttura</b>	La Chiesa Parrocchiale di S. Lorenzo è stata costruita oltre 600 anni fa, e ha subito diverse modifiche e trasformazioni architettoniche dell'edificio murario, arricchito poi nel corso dei secoli di molte e preziose opere d'arte.	
<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Emilia Italia 2012.</i>	
<b>Descrizione del danno</b>	In seguito al sisma dell'Emilia del 2012, ha riportato la lesione a Y lungo la parete ortogonale e adiacente alla Chiesa di San Lorenzo (facciata sud) in seguito all'urto contro la copertura di quest'ultima, e lesioni a X lungo la parete della facciata est.	
<b>Meccanismo di Collasso</b>		Traslazione della parete superiore (del tronco) della torre campanaria, seguita da rotazione della stessa
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>		<p>Sono stati realizzati puntelli al campanile con strutture reticolari.</p> <p>Il puntello è un elemento esterno che impedisce il ribaltamento delle pareti e sviluppa azioni di sostentamento. Inizialmente veniva fatto in muratura e i principali svantaggi erano: il lungo tempo di costruzione, l'ingombro, l'aumento delle masse che il sisma poteva attivare e l'ostacolo alle successive operazioni di consolidamento e ricostruzione. Successivamente, per diminuire sia i tempi di esecuzione sia i pesi, venivano realizzati in legno e, in tempi più recenti, il puntello è stato realizzato con strutture reticolari spaziali di tubi che generalmente si usano per i ponteggi.</p>

### 1.2.19 Campanile (L'Aquila)

<b>Tipologia strutturale</b>	Campanile (San Bernardino) [27] [28]
<b>Località</b>	Comune di L'Aquila
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b> .  Il comune de L'Aquila rientra in zona di <i>classe sismica 2 (sismicità media)</i>

#### Documentazione Fotografica



<p><b>Valore Storico della struttura</b></p>	<p>Posta nel centro storico della città, a pochissimi passi dal corso principale, Corso Vittorio Emanuele, purtroppo la storia della Basilica di San Bernardino non è solamente legata alla figura di questo Santo ma anche ai tremendi terremoti che hanno caratterizzato la zona. Nel 1703 un primo sisma devastò l'interno della chiesa, tanto che esso venne nuovamente costruito seguendo i dettami del barocco, dilagante in questo periodo. Il terremoto del 2009 è stato quello che ha maggiormente danneggiato la basilica, distruggendo parte dell'abside, l'antico campanile, oltre al tamburo della cupola, le pareti longitudinali.</p>
<p><b>Causa del danno</b></p>	<p><b>Terremoto de L'Aquila il 6 aprile del 2009</b></p>
<p><b>Descrizione del danno</b></p>	<p>Basilica di San Bernardino, sec. XV. Crollo parziale della torre campanaria e crolli distruttivi a carico del chiostro della Basilica. Parte dei Cantonali della parete est sono crollati ed in particolar modo la parte superiore della cella campanaria ha riportato tre crolli sulle tre pareti, mentre la parete di nord-ovest è sopravvissuta.</p>
<p><b>Meccanismo di Collasso</b></p>	<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Il danno molto grave alla cella campanaria rappresenta l'evidenza macroscopica dei dissesti e dei meccanismi prossimi alla fase di ultimo spostamento con parti al limite del crollo, a seguito di dissesti complessivi di forte e fortissima entità.</p> </div> </div>

<p><b>Interventi e Stato di Fatto</b></p>	 <p>Le operazioni di recupero si sono sviluppate in due diversi momenti: il primo è stato caratterizzato dalla messa in sicurezza mediante la cerchiatura delle strutture; nella seconda con l'ausilio di un robot è stata pre-consolidata superficialmente la cupola.</p> <p>L'intervento inerente il campanile è caratterizzato da una serie di consolidamenti conservativi sia da un punto di vista strutturale sia da un punto di vista dell'apparato murario. È stato eseguito un lavoro di monitoraggio e catalogazione a terra per il recupero di tutte le pietre cadute dopo il crollo che sono state poi riutilizzate per la ricostruzione della torre e della cella campanaria. Come spiega l'Ing. Vito Ciano, direttore tecnico del cantiere, "il ripristino delle pareti demolite è stato realizzato con pietra locale ed i rinforzi sono stati eseguiti con una serie di inghisaggi e con tiranti in acciaio inox che garantiscono una maggiore sicurezza per il futuro". Sono stati utilizzati leganti a base di calce per assemblare il tutto. I conci sono stati posati e interconnessi all'interno con dei cordoli piatti che hanno la funzione di sostenere e riagganciarli alla struttura interna in acciaio.</p>
-------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

### 1.2.20 Torre Civica (L'Aquila)

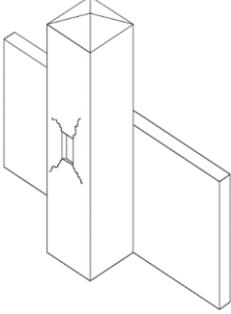
<p><b>Tipologia strutturale</b></p>	<p>Torre civica [30] [31]</p>
-------------------------------------	-------------------------------

<b>Località</b>	Comune de L'Aquila
<b>Pericolosità Sismica</b>	Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.250/0.275 g</b> .  Il comune de L'Aquila rientra in zona di <i>classe sismica 2 (sismicità media)</i>

### Documentazione Fotografica



<b>Valore Storico della struttura</b>	La torre civica, pur rimaneggiata e più bassa di quella originale, è uno degli elementi architettonici più antichi ancora presenti in città: essa era già presente all'epoca della definitiva fondazione dell'Aquila (avvenuta nel 1254) ed intorno ad essa, alla fine del XIII secolo, venne costruito l'antico centro civico che comprendeva la residenza del Capitano di Giustizia, la sede del Comune e il Palazzo della Camera. La torre civica forma attualmente un unico complesso con l'adiacente Palazzo Margherita, da cui tuttavia è isolata architettonicamente. È situata all'estremità sud-occidentale di Piazza del Palazzo, cuore politico della città e sede municipale. Di pianta quadrangolare, è strutturata su tre ripiani e mezzo suddivisi da cornice marcapiano con rivestimento in conci lapidei databile alla seconda metà del XIII secolo. La parte superiore è stata mozzata e presenta oggi un
---------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

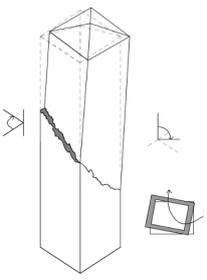
	<p>terrazzino con un'edicola.</p> <p>Originariamente la torre si presentava alta 20 canne (circa 52 metri) e in grado di controllare l'intero circondario per un raggio di 18 miglia (oltre 33 chilometri) mentre oggi presenta un'altezza ben più modesta, stimabile in 26-27 metri.</p>
<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Centro Italia 2009</i>
<b>Descrizione del danno</b>	La torre del palazzo presenta lesioni a taglio principalmente localizzate nella parte basamentale.
<b>Meccanismo di Collasso</b>	<p>Lesioni a taglio.</p>  <p>Il diagramma illustra una torre a pianta quadrata con un terrazzino superiore. Sono evidenti le lesioni a taglio nella base della torre, rappresentate da linee che indicano la rottura del materiale.</p>
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>	La torre è stata puntellata in seguito ai danni causati dal terremoto del 2009

### 1.2.21 Torre Finale Emilia (Modena)

<b>Tipologia strutturale</b>	Torre (dei Modenesi/dell'orologio) [42] [43]
<b>Località</b>	Comune di Finale Emilia (Modena)
<b>Pericolosità Sismica</b>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.150/0.175 g</b>.</p> <p>Il comune di Finale Emilia rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i></p>

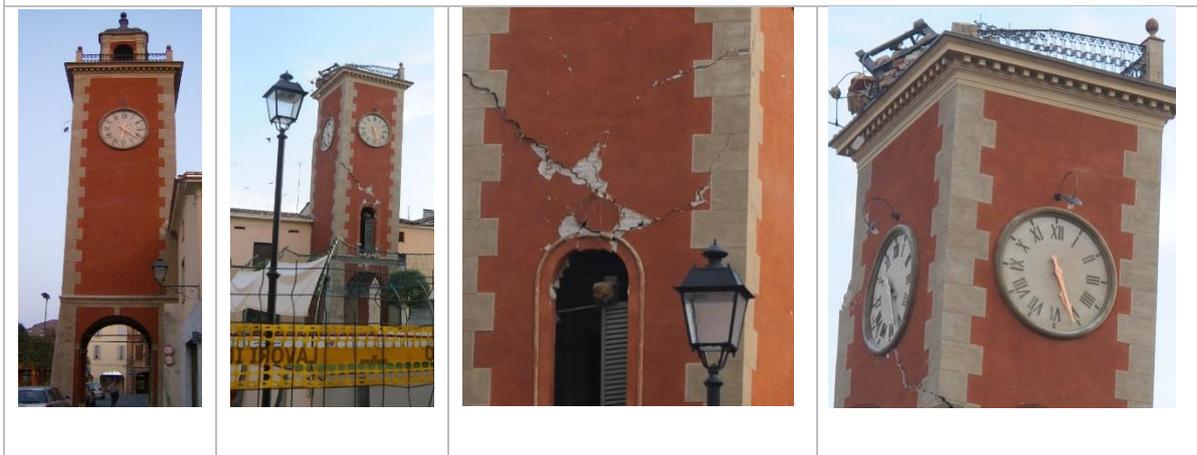
**Documentazione Fotografica****Valore  
Storico  
della  
struttura**

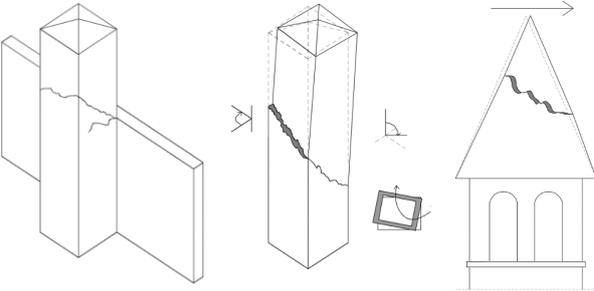
La Torre dei Modenesi, detta anche Torre dell'Orologio o Rocca piccola, rappresentava il simbolo della Finale medievale, insieme ai resti di mura che ancora la fiancheggiano: il 20 maggio 2012 il suo orologio spezzato dalle scosse è divenuto invece il simbolo del terremoto emiliano, anche se nel pomeriggio di quella tragica giornata della Torre originaria non rimaneva che un moncone. Nel 1949 vennero riparate le strutture murarie e lignee della cella campanaria, ma solo nel 1981 alcuni volontari rimisero la banderuola con lo stemma del Comune sul pinnacolo del torresino, ridipinsero il quadrante e ripararono il vecchio orologio. Dichiarata nell'Ottocento monumento nazionale, la torre era alta 31,94 metri ed era suddivisa in cinque piani, accessibili tramite una scaletta di legno in condizioni assai precarie. A destra della torre, oltre il vicolo in cui un tempo era situata la porta antica, erano visibili due archi a sesto acuto, assai interrati sotto il livello stradale (così come deve essere la base della torre), uno dei quali sormontato da una terrazza di una casa nella cui parete sono distinguibili delle merlature: si tratta di un residuo dell'antica cinta muraria che probabilmente risale al 1213. Sul lato opposto, invece, le mura, incorporate nelle case e visibili solo dall'orto retrostante a cui si accede da via Monte Grappa, si prolungano sino a un'altra torre angolare situata al numero 19 di via Torre Portello. La loro tipologia architettonica risale al Quattrocento.

<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Emilia 2012</i> . Evento sismico di magnitudo pari a 5,8 con epicentro Finale Emilia (Modena) – Emilia Romagna (ITALIA)	
<b>Descrizione del danno</b>	Collasso definitivo.	
<b>Meccanismo di Collasso</b>		Rotazione della parte superiore (del tronco) della torre, risultante della combinazione di una rotazione intorno ad un asse verticale e di una rotazione intorno ad un asse orizzontale.
<b>Interventi e Stato di Fatto</b>		La torre è crollata in seguito al sisma del 2012.

### 1.2.22 Torre San Felice sul Panaro (Modena)

<b>Tipologia strutturale</b>	Torre (dell'orologio) [35]
<b>Località</b>	Comune di San Felice sul Panaro (MODENA)
<b>Pericolosità Sismica</b>	<p>Dalla Mappa di Pericolosità sismica del territorio nazionale si estrapola il valore di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a <b>0.125/0.150 g</b>.</p> <p>Il comune di San Felice sul Panaro rientra in zona di <i>classe sismica 3 (sismicità bassa)</i></p>

**Documentazione Fotografica**

<b>Valore Storico della struttura</b>	La prima notizia della sua esistenza risale all'anno 1594, ma è possibile che la sua origine risalga anche al secolo precedente. Nel 1663 si fece costruire la pubblica ringhiera del banditore. L'attuale aspetto architettonico risale a ristrutturazioni successive, forse a quella avvenuta nel 1774. Nel 2008 sono terminati i lavori di restauro della torre. Con dette opere, questo importante monumento di San Felice sul Panaro, è stato riportato al suo stato dei primi del novecento, quando fu oggetto di un significativo intervento di recupero.
<b>Causa del danno</b>	<i>Sisma Emilia 2012</i>
<b>Descrizione del danno</b>	La torre è crollata in seguito all'intensa attività sismica del 2012.
<b>Meccanismo di Collasso</b>	 <p>Il caso di lesioni a Y è tipico di campanili addossati ad un edificio, infatti durante l'evento sismico, la torre campanaria oscilla in due direzioni opposte quindi si formano due fratture inclinate ortogonali alle due direzioni di trazione. Ciò accade se sussiste una zona di contatto tra l'edificio e il campanile la quale si comporta come un appoggio attorno a cui ruota con asse orizzontale la struttura snella in elevazione.</p>

<b>Interventi e Stato di Fatto</b>	La torre è crollata in seguito all'intensa attività sismica del 2012.
------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------

### 1.2.23 Osservazioni

L'obiettivo è quello di raccogliere una serie di esempi di torri reali colpite da sisma e tentare di creare una relazione tra dei probabili meccanismi e gli effettivi danneggiamenti riscontrabili sulla struttura.

Al fine di elaborare una ipotesi di scheda di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici a sviluppo verticale nell'emergenza post-sismica, come anticipato, è stato necessario elaborare una sorta di database indicativo in cui poter osservare meccanismi di danneggiamento di varie tipologie di edifici a sviluppo verticale. Presupponendo di procedere nell'analisi basandosi sulle varie casistiche sarà possibile valutare:

- I meccanismi di danneggiamento maggiormente ricorrenti
- Le tipologie di strutture a sviluppo verticale
- I punti di maggior fragilità lungo l'intera sezione della struttura
- L'influenza di eventuali edifici addossati alla struttura verticale

Da questi primi elementi sarà quindi possibile iniziare ad impostare una scheda.

### 1.3 Tipologia strutturale e sezioni introduttive della Scheda di rilevamento danno

La rassegna di strutture a sviluppo verticale ha consentito di comprendere come il comportamento della struttura possa mutare in seguito ad azioni sismiche più o meno violente. I sismi che vengono presi in considerazione sono in termini di magnitudo paragonabili, ma osserviamo come in base alla tipologia di struttura verticale i meccanismi di collasso cambino.



## **1.4 Meccanismi di Collasso di corpi a sviluppo verticale**

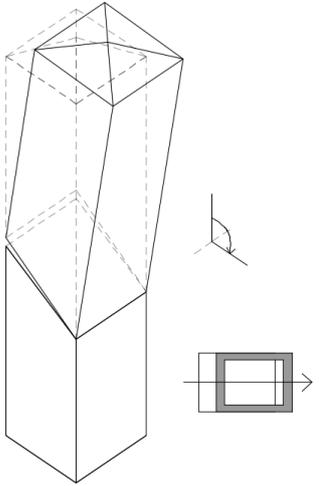
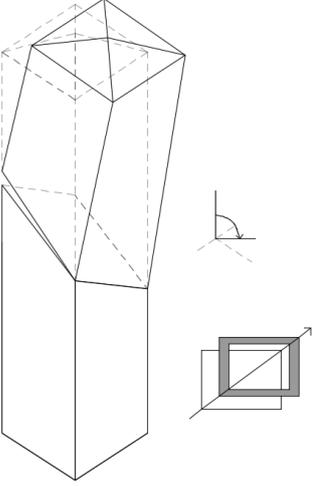
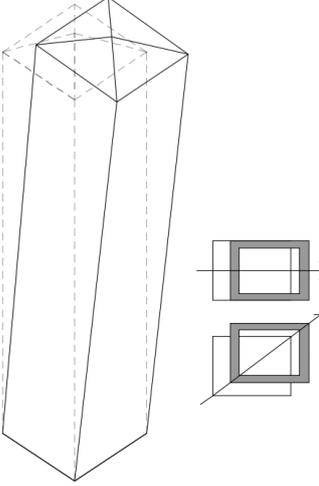
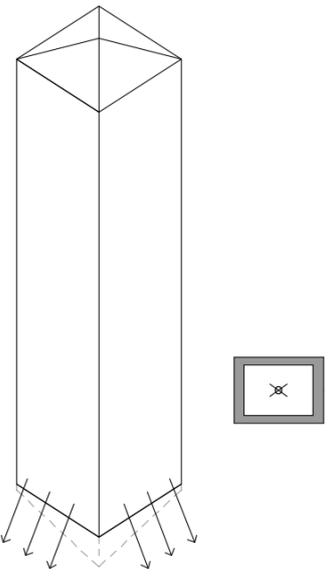
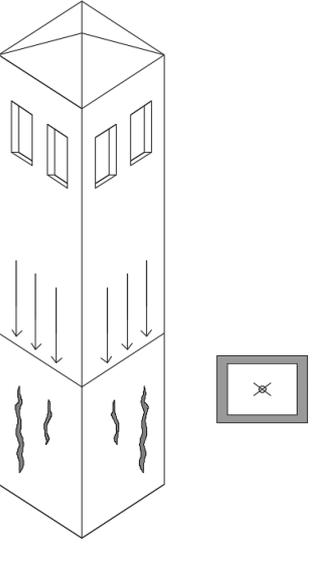
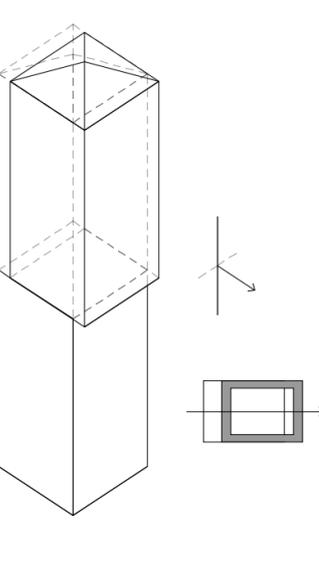
Dalle schede di analisi e valutazione preliminare relativa alle strutture campanarie/ torri esistenti è stato possibile riscontrare concretamente molti meccanismi di collasso in modo da elaborare una gamma di possibilità attraverso cui la struttura possa cedere in caso di attività sismica. Il contributo di questa ricerca non vuole identificare necessariamente nuove modalità di collasso bensì raccogliere in maniera organica e ben strutturata tutte le possibili dinamiche di cedimento strutturale che possano essere eventualmente inserite all'interno di una scheda di valutazione generica nell'emergenza post-sismica e non solo fornendo un valido punto di partenza per la determinazione dell'effettivo stato di conservazione della struttura a sviluppo verticale. Oltre ad una valutazione diretta attraverso l'osservazione di torri/campanili reali, si è fatto riferimento a fonti bibliografiche che trattassero tali aspetti [7] [13] [17].

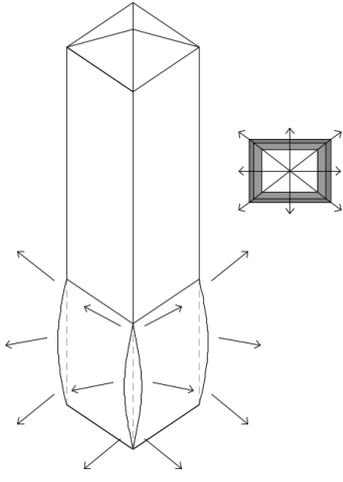
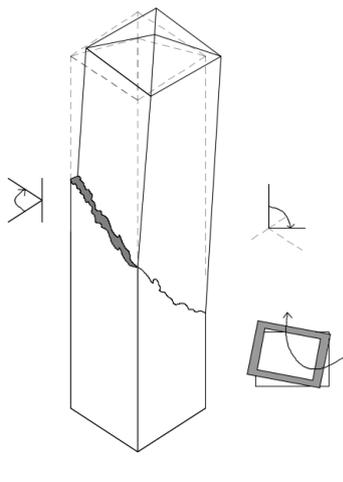
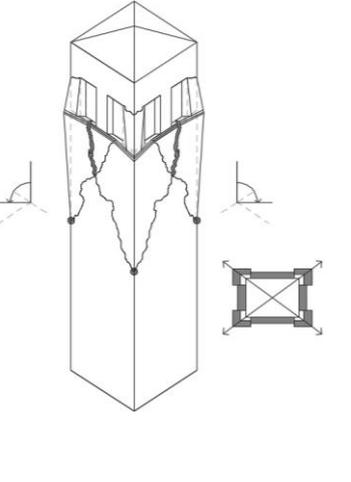
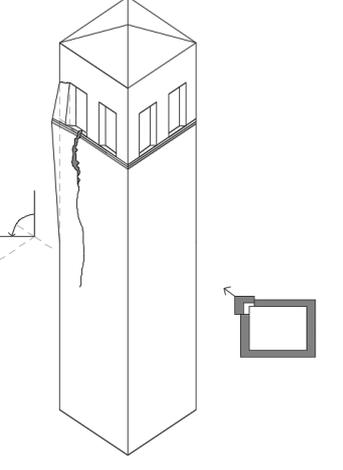
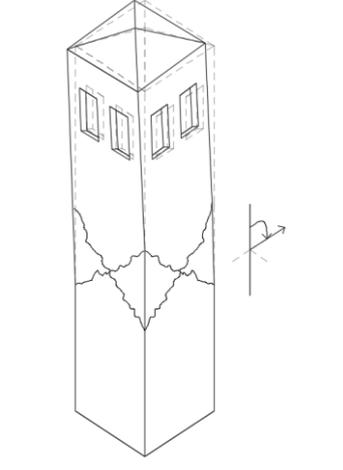
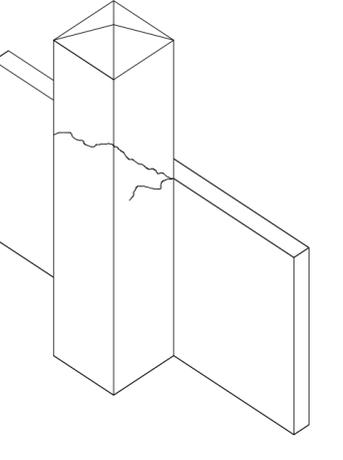
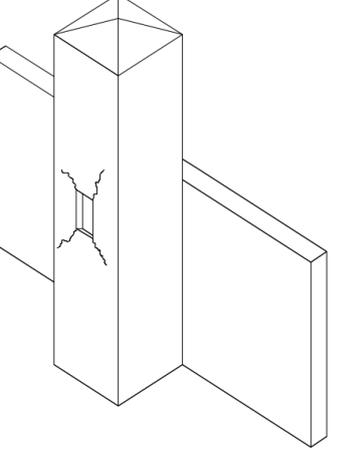
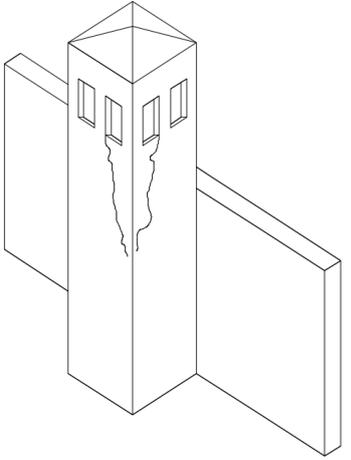
<b>SEZIONE 3 DANNO SISMICO (a) (consultare – Abaco dei meccanismi di collasso delle torri)</b>	
0 - □□□□	assenza di danno
1 - ■□□□	danno lieve
2 - ■■□□	danno moderato
3 - ■■■□	danno medio
4 - ■■■■□	danno grave
5 - ■■■■■	crollo

<b>SEZIONE 3 Meccanismi di collasso</b>			
1	Ribaltamento parziale del tronco superiore	<input type="checkbox"/>	□□□□
2	Ribaltamento parziale del tronco superiore	<input type="checkbox"/>	□□□□
3	Ribaltamento Totale	<input type="checkbox"/>	□□□□
4	Cedimento parziale delle fondazioni	<input type="checkbox"/>	□□□□
5	Meccanismo di schiacciamento a compressione (Effetto Creep)	<input type="checkbox"/>	□□□□
6	Traslazione del tronco	<input type="checkbox"/>	□□□□
7	Imbozzamento del fusto	<input type="checkbox"/>	□□□□
8	Doppia rotazione del tronco	<input type="checkbox"/>	□□□□
9	Rotazione “ambiti di angolate”	<input type="checkbox"/>	□□□□
10	Rotazione angolata	<input type="checkbox"/>	□□□□
11	Rototraslazione tronco	<input type="checkbox"/>	□□□□
12	Martellamento con rotazione	<input type="checkbox"/>	□□□□
13	Lesione a taglio e scorrimento	<input type="checkbox"/>	□□□□
14	Espulsione Angoli	<input type="checkbox"/>	□□□□
15	Lesione negli archi della cella campanaria	<input type="checkbox"/>	□□□□
16	Scorrimenti o rotazioni elementi	<input type="checkbox"/>	□□□□

<b>INDICE DI DANNO</b>	
n =	□□□□ (numero meccanismi possibili) d = □□□□ (punteggio totale di danno)
<b>I<sub>d</sub></b> =	□□□□

<b>Note esplicative sulla compilazione della scheda di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per strutture a sviluppo verticale (torri/campanili) nell'emergenza post-sismica</b>	
<p>Con il presente documento si intende fornire una scheda di rilevamento danno, pronto intervento ed agibilità di suddette strutture (Torri, Torri campanarie e relative peculiarità) nell'emergenza post-sismica basata su osservazioni, stime o rilevamenti atti a definire le condizioni della struttura e permettere una catalogazione del livello di danno in modo verosimilmente dettagliato.</p> <p><b>SEZIONE 1:</b> (a) si inserisca una stima o il rilevamento dell'altezza della parte di struttura verticale posta in aderenza con un corpo di fabbrica adiacente in modo da valutare la percentuale di sezione libera di oscillare senza eventuali fenomeni di martellamento. (b) sia definita l'altezza del limite inferiore della cella campanaria in modo da localizzare tale sub-macroelemento all'interno dell'intera sezione della struttura verticale. <b>SEZIONE 2:</b> (a) vengono distinti differenti gradi di tessitura. <i>Grado 1</i> = muratura omogenea e uniformità di mattoni di primo impiego – posa e apparecchiatura molto accurate; <i>Grado 2</i> = muratura omogenea e uniformità di mattoni di primo impiego e/o in parte di recupero-posa e apparecchiatura relativamente accurate; <i>Grado 3</i> = muratura prevalentemente omogenea con mattoni di buona qualità sia di primo impiego</p>	<p>che di recupero-posa e apparecchiatura mediamente accurate; <i>Grado 4</i> = muratura sostanzialmente eterogenea con varie tipologie di mattoni, anche di recupero-posa e apparecchiatura limitatamente accurate; <i>Grado 5</i> = muratura molto eterogenea, posa e apparecchiatura per nulla accurata con larga prevalenza di elementi di recupero.</p> <p><b>SEZIONE 3:</b> Per la compilazione di tale sezione si veda l'esplicitazione dei meccanismi nella sezione Abaco meccanismi di collasso in allegato alla scheda. Per ciascun meccanismo è da definire il livello di danno secondo le 5 categorie designate (a); Tali categorie variano da un punteggio di valore pari a 0 corrispondente ad una generale assenza di danno sino ad un punteggio di valore pari a 5 corrispondente al crollo della struttura.</p>

ABACO MECCANISMI DI COLLASSO		
MECCANISMO DI DANNO TORRE ISOLATA/GENERICA		
		
1. Ribaltamento parziale del tronco superiore	2. Ribaltamento parziale del tronco superiore	3. Ribaltamento Totale
		
4. Cedimento parziale delle fondazioni	5. Meccanismo di schiacciamento a compressione (Effetto Creep)	6. Traslazione del tronco

		
7. Imbozzamento del fusto	8. Doppia rotazione del tronco	9. Rotazione "ambiti di angolate"
		
10. Rotazione angolata	11. Rototraslazione tronco	
<b>MECCANISMO DI DANNO TORRI IN ADERENZA AD ALTRO CORPO DI FABBRICA</b>		
		

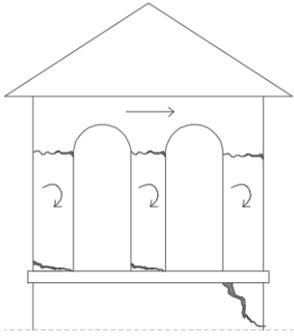
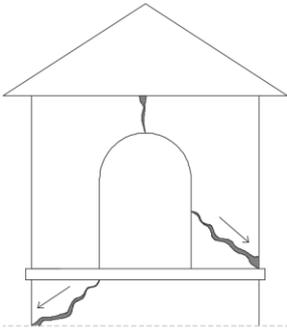
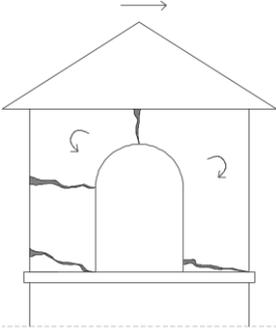
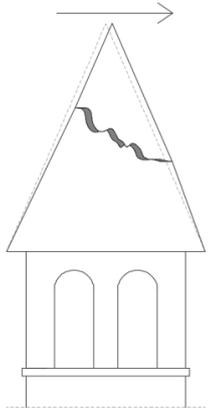
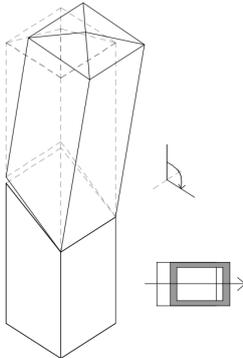
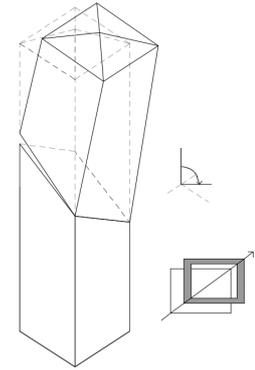
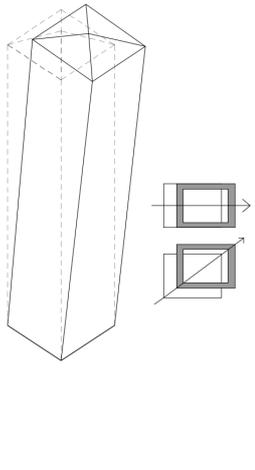
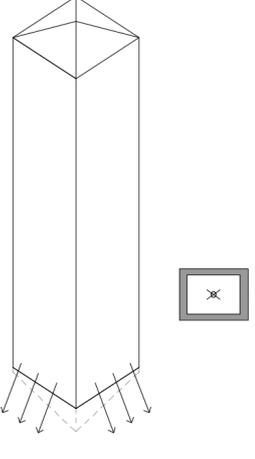
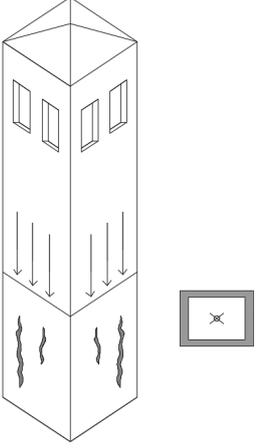
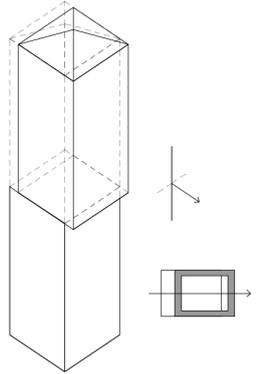
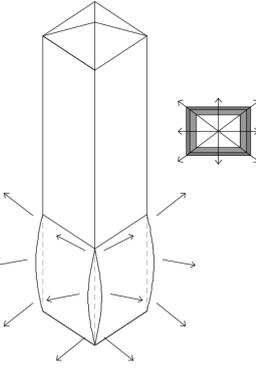
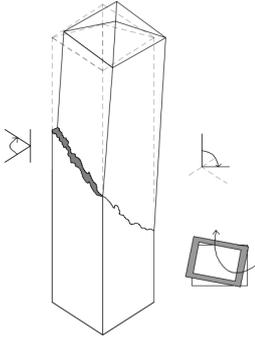
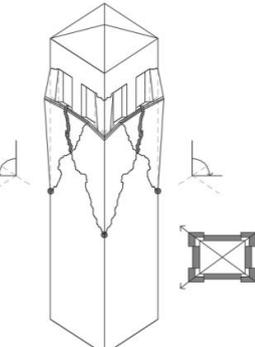
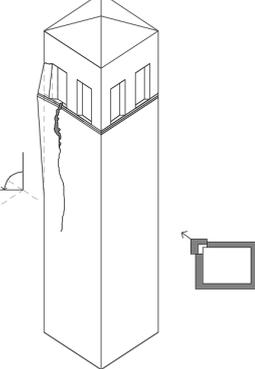
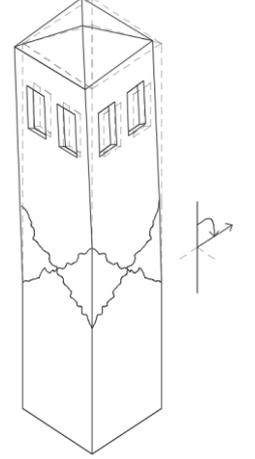
12. Martellamento con rotazione	13. Lesione a taglio e scorrimento	14. Espulsione Angoli
<b>MECCANISMO DI DANNO CELLA CAMPANARIA</b>		
		
<b>15. Lesione negli archi della cella campanaria</b>		
<b>MECCANISMO DI DANNO PINNACOLI O ALTRI ELEMENTI</b>		
		
16. Scorrimenti o rotazioni elementi		

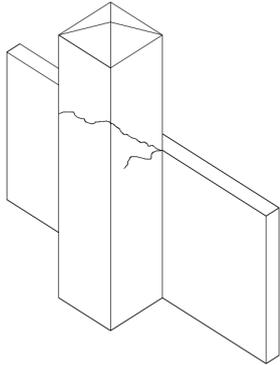
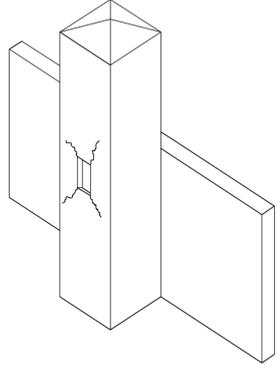
Tabella 1: Abaco meccanismi di collasso di corpi a sviluppo verticale

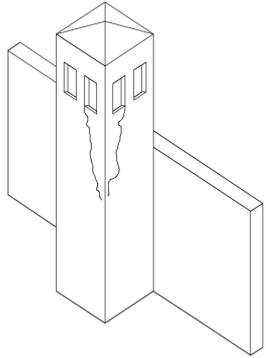
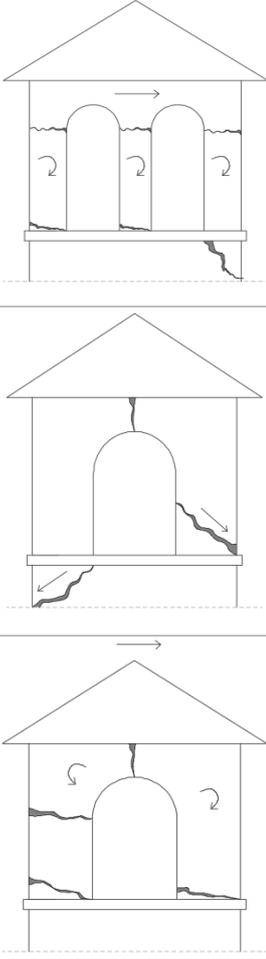
	<b>Meccanismo di Collasso</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Rappresentazione</b>
1	Ribaltamento parziale del tronco superiore	Rotazione verso l'esterno della parete superiore del tronco della torre dovuta ad azioni di fuori piano, con formazione di una cerniera cilindrica ad asse orizzontale.	

2	Ribaltamento parziale del tronco superiore	Rotazione verso l'esterno della parete superiore del tronco della torre dovuta ad azioni di fuori piano, con formazione di una cerniera sferica in corrispondenza di un punto o di uno spigolo.	
3	Ribaltamento Totale	Meccanismo di rotazione/ribaltamento a corpo rigido. Viene evidenziato uno strapiombo e valutata la percentuale residua di ulteriore possibile incremento fino al raggiungimento della instabilità. Tale processo potrebbe essere correlato al cedimento di fondazione differenziale o ad un inadeguato ammorsamento con eventuali strutture adiacenti	
4	Cedimento parziale delle fondazioni	È osservabile in quei casi in cui la parte basamentale del campanile subisce un cedimento differenziale di fondazione che la discretizza, formando su di essa lesioni e deformazioni riconoscibili, con componenti di traslazione orizzontale e/o di rototraslazione con componenti verticali.	

5	<p>Meccanismo di schiacciamento a compressione (Effetto Creep)</p>	<p>Riguarda la presenza e diffusione di lesioni verticali brevi e ravvicinate, attribuibili all'effetto Creep, ossia all'azione prolungata di carichi consistenti. Si manifesta soprattutto nelle murature con mattoni di recupero e malta di qualità mediocre, notevolmente caricate. Tale meccanismo non è direttamente collegato al fenomeno sismico, ma potrebbe essere un aspetto che amplifica la sofferenza della struttura e che quindi ne riduca il livello di conservazione in caso di attività sismica.</p>	
6	<p>Traslazione del tronco</p>	<p>Traslazione della parte superiore del tronco, in cui si evidenzia scorrimento della struttura dovuta molto probabilmente all'azione dell'onda sismica in cui vi sarà inoltre la direzione di traslazione.</p>	
7	<p>Imbozzamento del fusto</p>	<p>Effetto Enthasis con discretizzazione nella metà inferiore del fusto e imbozzamento. Si manifesta attraverso lesioni verticali con assetto a fuso nella parte centrale e inferiore del fusto, come innesco di pressoflessione con deformazione verso l'esterno delle murature maggiormente caricate.</p>	

8	Doppia rotazione del tronco	Rotazione della parte superiore del tronco della torre, risultante dalla combinazione di una rotazione intorno ad un asse verticale e di una rotazione intorno ad un asse orizzontale.	
9	Rotazione “ambiti di angolate”	Rotazione verso l'esterno di “ambiti di angolata” attorno ad un punto di cerniera formatosi sull'angolata della stessa, all'estremo inferiore della parte interessata dal meccanismo.	
10	Rotazione angolata	Rotazione verso l'esterno di una o più angolate con asse di rotazione orizzontale parallelo al lato o alla diagonale.	
11	Rototraslazione tronco	Traslazione della parete superiore del tronco della torre, seguito da rotazione della stessa.	

12	Martellamento con rotazione	<p>La ridotta o assente distanza tra un corpo di fabbrica generico con la struttura a sviluppo verticale genera un effetto di martellamento tra le due strutture con conseguente formazione di evidenti lesioni e fessure nella Torre/Campanile, che ha effettuato un movimento di rotazione rispetto al fulcro rappresentato dal punto di contatto. Infatti, durante l'evento sismico, la torre campanaria oscilla in due direzioni opposte quindi si formano due fratture inclinate ortogonali alle due direzioni di trazione, ciò infatti accade se sussiste una zona di contatto tra l'edificio e il campanile la quale si comporta come un appoggio attorno a cui ruota con asse orizzontale la struttura snella in elevazione.</p>	
13	Lesione a taglio e scorrimento	<p>Lesione di taglio generata dal fenomeno di martellamento o impatto dell'onda sismica con propagazione in corrispondenza di una debolezza di sezione (es. apertura) e successivo scorrimento.</p>	

14	Espulsione Angoli	Tale lesione verticale genera l'espulsione di uno o più angoli. Il meccanismo si genera frequentemente in seguito a sismi con il propagarsi della fessurazione da aperture o punti di debolezza nella sezione.	
15	Lesione negli archi della cella campanaria	Rotazione o scorrimento dei piedritti. La cella campanaria è un sub-macroelemento di grande fragilità strutturale, per tal motivo l'impatto sismico molto frequentemente genera il danno maggiore in corrispondenza di questo.	

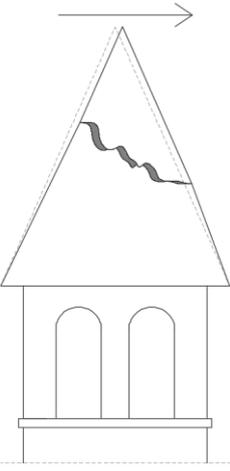
16	Scorrimenti o rotazioni	Scorrimenti o rotazioni evidenti in corrispondenza dei pinnacoli, guglie.	
----	-------------------------	---------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------

Tabella 2: Descrizione dei meccanismi di collasso dei corpi a sviluppo verticale

Attraverso fonti e osservazioni è possibile quindi elaborare una rassegna di meccanismi di collasso i quali rappresentano una indicazione generica da applicare con ragionevolezza a ciascun caso reale in analisi.

## 1.5 Valutazione proprietà meccaniche del materiale

Le caratteristiche della muratura assumono un ruolo di rilievo nella determinazione della vulnerabilità delle Torri, influenzando significativamente sul comportamento meccanico relativo. Vanno comprese in una prima analisi le caratteristiche generiche della tipologia muraria utilizzata e successivamente in modo maggiormente dettagliato vanno determinate le caratteristiche meccaniche tali da poter essere utilizzate nella realizzazione di modelli attendibili.

TIPOLOGIA MURATURA	$f_m$	$\tau_0$	E	G	W
	(daN/cm <sup>2</sup> )	(daN/cm <sup>2</sup> )	(daN/cm <sup>2</sup> )	(daN/cm <sup>2</sup> )	(daN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max	min-max	min-max	min-max
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	10	0,20	6900	2300	1900
	18	0,32	10500	3500	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	20	0,35	10200	3400	2000
	30	0,51	14400	4800	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	26	0,56	15000	5000	2100
	38	0,74	19800	6600	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite ecc.)	14	0,28	9000	3000	1600
	24	0,42	12600	4200	
Muratura a blocchi lapidei squadati	60	0,90	24000	7800	2200
	80	1,20	32000	9400	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	24	0,60	12000	4000	1800
	40	0,92	18000	6000	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	50	2,40	35000	8750	1500
	80	3,20	56000	14000	
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	40	3,00	36000	10800	1200
	60	4,00	54000	16200	
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	30	1,00	27000	8100	1100
	40	1,30	36000	10800	
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	15	0,95	12000	3000	1200
	20	1,25	16000	4000	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (perc. foratura < 45%)	30	1,80	24000	6000	1400
	44	2,40	35200	8800	

**Simboli:**  $f_m$  = resistenza media a compressione

$\tau_0$  = resistenza media-caratteristica a taglio

E = modulo di elasticità normale

G = modulo di elasticità tangenziale

W = peso specifico

**Condizioni:** malta scadente, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata

TIPOLOGIA MURATURA	MALTA BUONA	GIUNTI SOTTILI	RICORSI O LISTATURE	CONNESSIONE TRASVERSALE	NUCLEO SCADENTE O AMPIO	INIEZIONI MISCELE LEGANTI	INTONACO ARMATO
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2,0	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2,0
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	2,0
Muratura a blocchi lapidei squadati	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

#### Specifiche

Presenza di malta buona: i coeff. della tabella si applicano a  $f_m, \tau_0, E, G$

Presenza di ricorsi o listature: i coeff. della tabella si applicano a  $f_m, \tau_0$

Presenza di elementi di connessione trasversale: i coeff. della tabella si applicano a  $f_m, \tau_0$

Consolidamento con iniezioni di malta: i coeff. della tabella si applicano a  $f_m, \tau_0, E, G$

Consolidamento con intonaco armato: i coeff. della tabella si applicano a  $f_m, \tau_0, E, G$  (non si applica il coeff. connessioni trasversali)

Consolidamento con diatoni artificiali: si applica solo il coeff. connessioni trasversali

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Figura 5: Tipologia di murature esistenti da normativa C8.A.1.A della Circolare 617/2009

## 1.5.1 Acquisizione di indicatori di vulnerabilità specifica: l'indice di qualità muraria (IQM)

Prima di poter determinare in maniera tecnica e specifica il comportamento strutturale di una torre o di una qualsiasi struttura muraria è di fondamentale rilevanza comprendere quale sia la materia prima, o meglio, quali siano le caratteristiche del materiale che caratterizza la struttura. Per far questo è possibile definire dei metodi di valutazione della qualità muraria [7] in cui è fondamentale definire i fattori che costituiscano la regola

dell'arte nell'ambito, appunto, delle costruzioni in muratura, fornendo criteri semplici ma efficaci.

La regola dell'arte è l'insieme di tutti quegli accorgimenti costruttivi che, se eseguiti, garantiscono un buon comportamento e assicurano la compattezza ed il monolitismo della muratura in analisi.

Tali accorgimenti costruttivi sono costituiti da:

	<b>Parametro</b>	<b>Parametro Rispettato (R)</b>	<b>Parametro Parzialmente Rispettato (P.R.)</b>	<b>Parametro Non Rispettato (N.R.)</b>
MA.	<b>Qualità della malta/efficace contatto tra gli elementi/ Zeppe</b>			
P.D.	<b>Presenza di Diatoni/ Ingranamento trasversale</b>			
F.EL.	<b>Forma degli elementi resistenti</b>			
D.EL.	<b>Dimensione degli elementi resistenti</b>			
S.G.	<b>Sfalsamento fra i giunti verticali/ Ingranamento nel piano</b>			
OR.	<b>Presenza di filari orizzontali</b>			
RE.EL.	<b>Qualità degli elementi resistenti</b>			

Tabella 3: Indicatori di vulnerabilità

Per attribuire un giudizio sulla qualità della muratura, è indispensabile valutare analiticamente in che misura sono rispettati tali parametri. Esprimere un giudizio sul rispetto di un dato elemento è difficile per vari motivi.

1. In primo luogo esiste la problematica che per conoscere occorre visionare e rilevare; purtroppo certi parametri sono difficilmente osservabili senza effettuare indagini o saggi.
2. Un secondo problema è il seguente: è semplice riconoscere le due situazioni limite, di rispetto e di non rispetto di un dato parametro della regola dell'arte. È stata quindi introdotta una categoria denominata di "parziale rispetto".

Oggetto di studio è il solo pannello murario considerato isolato ed omogeneo. La forma del pannello è parallelepipedica, di altezza  $h$ , base  $b$  e spessore  $t$  e presenta le seguenti caratteristiche:

- Non è collegato nè interagente con altri pannelli (es. ortogonali), né con solai sovrastanti;
- Non vengono presi in considerazione pannelli in cui coesistono diverse tipologie di muratura;
- Non ha vincoli di alcun tipo lungo le quattro facce verticali e sulla faccia superiore;
- La faccia inferiore sarà appoggiata al terreno e quest'ultimo è considerato indeformabile;

Possono essere riconosciute tre categorie di azioni agenti:

1. **Azioni Verticali** (soffitto, Parete sovrastante...)
2. **Azioni Orizzontali Fuori Piano**: Azioni che impegnano il pannello murario nel suo piano medio (azioni sismiche rappresentate da una forza orizzontale complanare al pannello e posta alla sua sommità)
3. **Azioni Orizzontali Complanari**: Azioni che impegnano il pannello murario ortogonalmente al suo piano medio (azione sismica rappresentata da forze orizzontali, concentrate o distribuite, agenti in sommità del pannello e ortogonali ad esso).

Il testo (4) propone un “Metodo dei Punteggi”, il quale si propone di determinare l’“Indice di Qualità Muraria” (IQM), per ognuna delle tre azioni sollecitanti, e l'appartenenza della muratura esaminata ad una categoria per ogni azione sollecitante.

Vi sono tre categorie:

- A. Buon comportamento della muratura
- B. Comportamento di media qualità della muratura
- C. Comportamento insufficiente della muratura(\*)

\*La muratura va considerata appartenente a tale categoria qualora il parametro RE.EL. non sia rispettato (ad esempio qualora la muratura sia fortemente degradata perché soggetta ad aggressivi agenti atmosferici) o qualora la muratura fosse caratterizzata da soli diatoni disposti con il lato maggiore nella direzione dello spessore della parete per azioni orizzontali complanari. Nella seguente tabella sono riportati i punteggi da attribuire ad ogni parametro.

Parametro		Azioni Verticali			Azioni Fuori Piano			Azioni nel Piano		
		NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
MA.	<b>Qualità della malta</b> /efficace contatto tra gli elementi/ Zeppe	0	0,5	2	0	0,5	1	0	1	2
P.D.	<b>Presenza di Diatoni</b> /Ingranamento trasversale	0	1	1	0	1,5	3	0	1	2
F.EL.	<b>Forma degli elementi resistenti</b>	0	1,5	3	0	1	2	0	1	2
D.EL.	<b>Dimensione degli elementi resistenti</b>	0	0,5	1	0	0,5	1	0	0,5	1
S.G.	<b>Sfalsamento fra i giunti verticali</b> /Ingranamento nel piano	0	0,5	1	0	0,5	1	0	1	2
OR.	<b>Presenza di filari orizzontali</b>	0	1	2	0	1	2	0	0,5	1
RE.EL.	<b>Qualità degli elementi resistenti</b>	0,3	0,7	1	0,5	0,7	1	0,3	0,7	1

Tabella 4: Punteggi relativi ai parametri di vulnerabilità

I punteggi vengono poi sommati ottenendo l'indice di qualità muraria (IQM), determinato per ogni tipo di azione sollecitante. Sarà quindi possibile determinare la categoria.

Tipo di azione	Categoria Muratura		
	C	B	A
Azioni verticali	$0 \leq IQ \leq 2,5$	$2,5 \leq IQ \leq 5$	$5 \leq IQ \leq 10$
Azioni Fuori Piano	$0 \leq IQ \leq 4$	$4 \leq IQ \leq 7$	$7 \leq IQ \leq 10$
Azioni nel Piano	$0 \leq IQ \leq 3$	$3 \leq IQ \leq 5$	$5 \leq IQ \leq 10$

Tabella 5: Categorie di muratura

Risulta di fondamentale importanza associare ad una muratura la sua precisa qualità muraria poiché il comportamento strutturale è fortemente condizionato da tale aspetto. Si sottolinea comunque la convenzionalità del metodo il cui scopo non è quello di fornire una caratterizzazione certa del comportamento di una data tipologia muraria, bensì quello di dare una indicazione di massima ed orientativa.

In relazione alle categorie identificate è possibile determinare il comportamento della struttura per ciascuna tipologia di azione e individuare la più probabile tipologia di collasso per quella data azione:

#### AZIONE VERTICALE

Tipologia di Rottura	Causa di rottura	Categoria
Compressione	Muratura fortemente degradata a causa di agenti aggressivi	Categoria C
	Elemento resistente intrinsecamente debole	

<b>Instabilità</b>	Presenza di forti tensioni verticali all'interno della parete	<p><b>Categoria A</b></p> <p>Difficilmente subisce spancamenti o lesioni e può essere considerata di buona qualità.</p> <p><b>Categoria B</b></p> <p>Bassa probabilità di collassare per instabilità, ma essa può lesionarsi o, al limite, rigonfiarsi; essa può quindi considerarsi di media qualità.</p> <p><b>Categoria C</b></p> <p>Elevata probabilità di instabilizzarsi e subire spancamenti, specie di spessore limitato e se molto caricata, quasi certamente si lesionerà, specie in corrispondenza di carichi concentrati. Scarsa qualità.</p>
	Muratura a due paramenti o a sacco (snellezza del singolo paramento)	

Tabella 6: Tipologia di collasso relative alle categorie di muratura

### AZIONE ORIZZONTALE FUORI PIANO

La presenza di elementi fortemente degradati conduce direttamente alla categoria C.

**Categoria A:** la muratura è in grado di mantenere un comportamento monolitico. Essa ha una probabilità molto bassa di lesionarsi o di collassare per azioni fuori piano se le pareti sono ben collegate tra loro ed ai solai. Buona qualità.

**Categoria B:** la muratura non è in grado di mantenere un comportamento monolitico ma non si disgrega se sottoposta ad azioni orizzontali fuori piano. Per tale categoria di

muratura è probabile avere lesioni o spancamenti in caso di sisma, ma è difficile che esse collassino se sono ben collegate agli orizzontamenti. Media qualità.

**Categoria C:** la muratura si disgrega in caso di sisma; per essa è molto probabile il collasso, anche in presenza di efficaci collegamenti. Scarsa qualità.

#### **AZIONE ORIZZONTALE FUORI PIANO**

La presenza di elementi fortemente degradati conduce direttamente alla categoria C.

La resistenza nel piano di una parete è connessa a *Coesione* (MA.), *Attrito* (F.EL./S.G.), *Ingranamento ed incastro fra i blocchi* che per avere un adeguato ingranamento debbono essere squadrati (F.EL./S.G.).

Per ogni azione sollecitante verrà quindi determinato il valore globale di IQM variabile tra 0 e 10 dipendente dalla tipologia muraria analizzata e dalla direzione dell'azione sollecitante.

$$\text{IQM} = \text{RE.EL.} \times (\text{OR.} + \text{P.D.} + \text{F.EL.} + \text{S.G.} + \text{D.EL.} + \text{MA.})$$

### **1.5.2 METODO LMT (Linea Minima di Tracciato)**

Si tratta di un metodo [7] per la valutazione della vulnerabilità sismica rivolto esclusivamente alle muraure storiche e basato sull'osservazione del loro degrado e dissesto come conseguenza dell'efficienza e qualità costruttiva.

Due sono i principali indicatori:

1. **EFFICIENZA:** legata al mantenimento o alla perdita di qualità costruttive iniziali ed è un parametro funzionale alla descrizione dell'allontanamento dalla condizione iniziale dovuta al degrado, al dissesto ed alle trasformazioni subite.
2. **QUALITA' COSTRUTTIVA:** legata all'ingranamento murario sul piano dei paramenti e trasversale ad esso.

Si distinguono 5 livelli di muratura:

1. Muratura inferiore: non efficiente e/o di cattiva qualità costruttiva (vulnerabilità elevata)
2. Muratura medio-inferiore: scarsamente efficiente e/o di mediocre qualità costruttiva (vulnerabilità accentuata)
3. Muratura media: di media efficienza e qualità costruttiva (vulnerabilità media)
4. Muratura medio-superiore: efficiente e ben costruita (vulnerabilità limitata)
5. Muratura superiore: efficiente e di elevata qualità costruttiva (bassa vulnerabilità)

Tale valutazione potrà essere effettuata tramite:

- **Misura dell'ingranamento dei supporti sul piano esterno del paramento murario:** esso è costituito da numero e lunghezza dei tracciati non contigui o intersecati riconoscibili tra il bordo superiore e quello inferiore di un campione di paramento murario 1x1 m. Maggiore è la lunghezza del percorso e minore il numero dei tracciati, maggiore è l'ingranamento.

Valore di riferimento	Livello
100-115 cm	1
116-130 cm	2
131-145 cm	3
145-160 cm	4
>161 cm	5

*Tabella 7: Livelli di ingranamento dei supporti sul piano esterno del paramento murario*

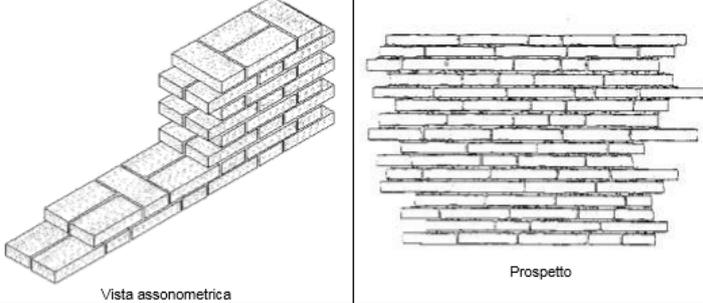
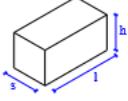
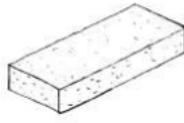
SCHEDA DI VALUTAZIONE DELLA QUALITA' MURARIA							NUM. 05				
							FOTO				
										 <p>Vista assonometrica</p> <p>Prospetto</p>	
<p>Muratura in laterizi (mattoni) a 2 teste con disposizione alternata.</p> <p>Muratura realizzata con mattoni di forma regolare; tessitura muraria con alternanza di "ortostati" e "diatoni" e con sfalsamento dei giunti verticali.</p>							DESCRIZ.				
<p>Laterizi mattoni di argilla cotta, di forma regolare.</p> <p>Malta di calce cementizia con sabbia o polvere di cava; la prima di buona qualità, la seconda scadente.</p>							MATERIALI				
 <p>Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi:  <math>s = 10 \div 13 \text{ cm}</math>  <math>h = 5 \div 6 \text{ cm}</math>  <math>l = 24 \div 32 \text{ cm}</math></p> 							GEOMETRIA				
P.D.	MA.	F. EL.	S. G.	R. EL.	OR.	D. EL.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano	ANALISI IQM
R	PR	R	R	R	R	PR	Metodo punteggi	A	A	A	
							LMT (sezione)		> 155	187	
							IQM	8	9	8,5	
							Parametri meccanici: valori MIN-MAX	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> ) 559-828	E (N/mm <sup>2</sup> ) 2202-3035	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> ) 11,9-16,4	

Figura 6: Scheda di valutazione della qualità muraria come proposto dal "Manuale delle murature storiche"

Attraverso questa tipologia di scheda di valutazione è possibile pertanto determinare in maniera qualitativa la qualità muraria di una struttura in muratura in generale.

## 1.6 Modello semplificato per la stima dell'indice di sicurezza sismica

Di notevole rilevanza è la valutazione della vulnerabilità sismica di una torre o edificio a prevalente sviluppo verticale. In tal caso risulta opportuno, partendo dalle tipologie di meccanismo definite, determinare un indice di vulnerabilità e danno per stabilire le reali condizioni di conservazione della struttura in analisi. Si riporta uno stralcio della “*scheda chiese di secondo livello per la valutazione del danno e della vulnerabilità*” relativa ai corpi Chiesa per comprendere quali siano le modalità di valutazione per poi adattare tale approccio al caso in analisi.

27 – TORRE CAMPANARIA				
Presenza del macroelemento in relazione al meccanismo: Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>				
Vulnerabilità	Si	No	<i>Presidi antisismici</i>	
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di catene ai diversi ordini	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di adeguata distanza dalle pareti della chiesa (se adiacente)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza buon collegamento con le pareti della chiesa (se inglobata)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	.....	
Vulnerabilità	Si	No	<i>Indicatori di vulnerabilità</i>	
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di aperture significative su più livelli	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Vincolo asimmetrico sulle murature alla base (torre inglobata)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Muratura fino a terra solo su alcuni lati (presenza di portico), torre su pilastri murari	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	.....	
Danno	attuale		Lesioni vicino allo stacco dal corpo della chiesa Lesioni a taglio o scorrimento – Lesioni verticali (espulsione di uno o più angoli)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	vecchio		Lesioni vicino allo stacco dal corpo della chiesa Lesioni a taglio o scorrimento – Lesioni verticali (espulsione di uno o più angoli)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
28 – CELLA CAMPANARIA				
Presenza del macroelemento in relazione al meccanismo: Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>				
Vulnerabilità	Si	No	<i>Presidi antisismici</i>	
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di piedritti tozzi e/o archi di luce ridotta	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di catene o cerchiature	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	.....	
Vulnerabilità	Si	No	<i>Indicatori di vulnerabilità</i>	
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di copertura pesante o di altre masse significative	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di copertura spingente	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	.....	
Danno	attuale		Lesioni negli archi – Rotazioni o scorrimenti dei piedritti	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Figura 7: Sezioni 27 e 28 della scheda di valutazione del danno e della vulnerabilità delle chiese

Si può notare come venga preso in considerazione il concetto di **Presidio Antisismico** (*contrafforti, archi a contrasto, catene e cerchiature*) ossia un elemento o una peculiarità atta a mitigare e contrastare il danneggiamento provocato dalle azioni sismiche.

In secondo luogo viene determinato l'**indicatore di vulnerabilità** (*cinematismo di collasso*) che al contrario determina elementi o peculiarità che accentuano e favoriscono la propagazione del danno in caso di attività sismica.

Tali elementi di natura contrapposta permettono una generale valutazione, perciò, del livello di vulnerabilità di cui viene fornita una breve spiegazione della metodologia applicata.

### La Metodologia

Questo metodo di rilievo del danno rappresenta una vera e propria diagnosi preliminare della risposta sismica del manufatto.

1. Si devono determinare tutti i possibili meccanismi di collasso in modo da valutare singolarmente ciascuno di essi (si faccia riferimento al paragrafo. 1.4 “Meccanismi di Collasso di corpi a sviluppo Verticale”).
2. Il rilievo della vulnerabilità viene condotto secondo un duplice approccio: indicatori di vulnerabilità e presidi antisismici. In tale modo si rende d'immediata comprensione l'informazione strutturale richiesta, facilitando la compilazione e l'attendibilità del rilievo.

1- RIBALTAMENTO PARZIALE DEL TRONCO SUPERIORE				□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□
	□	□	Ammorsamento di buona qualità tra le pareti	□□□
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Presenza di catena in corrispondenza dell'asse orizzontale di ribaltamento	□□□
	□	□	Presenza di apertura in corrispondenza dell'asse di ribaltamento	□□□
	□	□	Presenza di strapiombi significativi	□□□
Danno	<b>Attuale</b>	Evidente inclinazione del tronco superiore in corrispondenza di cerniera ad asse orizzontale		□□□□□
	<b>Vecchio</b>	Evidente inclinazione del tronco superiore in corrispondenza di cerniera ad asse orizzontale		□□□□□

Tabella 8: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 1

<b>2- RIBALTAMENTO PARZIALE DEL TRONCO SUPERIORE</b>				<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Ammorsamento di buona qualità tra le pareti	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di apertura in corrispondenza dell'asse di ribaltamento	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di strapiombi significativi	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Danno	<b>Attuale</b>	Evidente inclinazione del tronco superiore in corrispondenza di cerniera puntuale o sullo spigolo		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<b>Vecchio</b>	Evidente inclinazione del tronco superiore in corrispondenza di cerniera puntuale o sullo spigolo		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Tabella 9: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 2

<b>3- RIBALTAMENTO TOTALE</b>				<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buon ammorsamento a corpo di fabbrica (se adiacente)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cedimento differenziale del terreno sottostante	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di strapiombi significativi	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Danno	<b>Attuale</b>	Evidente inclinazione dell'intera torre		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<b>Vecchio</b>	Evidente inclinazione dell'intera torre		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Tabella 10: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 3

<b>4- CEDIMENTO PARZIALE DELLE FONDAZIONI</b>				<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di fondazione massiccia	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Terreno fortemente irregolare soggetto a variazioni disuniformi	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Danno	<b>Attuale</b>	Abbassamento di parte della sezione della torre con lesioni		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<b>Vecchio</b>	Abbassamento di parte della sezione della torre con lesioni		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Tabella 11: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 4

<b>5- MECCANISMO DI SCHIACCIAMENTO A COMPRESSIONE (EFFETTO CREEP)</b>				<input type="checkbox"/>
Vuln.	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>

	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di forte indebolimento per la presenza di aperture nelle pareti	□□□
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di copertura pesante o di altre masse significative (solai)	□□□
Danno	<b>Attuale</b>		Lesioni verticali brevi e ravvicinate (eventualmente ampliate dal fenomeno sismico)	□□□□□
	<b>Vecchio</b>		Lesioni verticali brevi e ravvicinate (eventualmente ampliate dal fenomeno sismico)	□□□□□

Tabella 12: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 5

6- TRASLAZIONE DEL TRONCO				□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità	□□□
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di catena in corrispondenza dell'asse di traslazione	□□□
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di solai	□□□
Danno	<b>Attuale</b>		Lesioni con scorrimento di parti contigue del tronco	□□□□□
	<b>Vecchio</b>		Lesioni con scorrimento di parti contigue del tronco	□□□□□

Tabella 13: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 6

7- IMBOZZAMENTO DEL FUSTO				□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di catena in corrispondenza della sezione imbozzata	□□□
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di tirantature (gabbie metalliche) in corrispondenza della sezione imbozzata	□□□
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di copertura pesante o di altre masse significative	□□□
Danno	<b>Attuale</b>		Sconfinamento del tronco con tipiche lesioni verticali	□□□□□
	<b>Vecchio</b>		Sconfinamento del tronco con tipiche lesioni verticali	□□□□□

Tabella 14: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 7

8- DOPPIA ROTAZIONE DEL TRONCO				□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di solai	□□□
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di copertura pesante o di altre masse significative	□□□

			posizionate in modo asimmetrico	
Danno	<b>Attuale</b>		Lesione inclinata con delocalizzazione di parte del tronco	□□□□□
	<b>Vecchio</b>		Lesione inclinata con delocalizzazione di parte del tronco	□□□□□

Tabella 15: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 8

9- ROTAZIONE “AMBITI DI ANGOLATE”					□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>	
	□	□	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□	
	□	□	Presenza di catene o cerchiature	□□□	
	□	□	Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità	□□□	
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>	
□	□	Presenza di copertura pesante o di altre masse significative	□□□		
Danno	<b>Attuale</b>		Lesioni in corrispondenza dello spigolo con cerniera formatasi all'estremo inferiore	□□□□□	
	<b>Vecchio</b>		Lesioni in corrispondenza dello spigolo con cerniera formatasi all'estremo inferiore	□□□□□	

Tabella 16: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 9

10- ROTAZIONE ANGOLATA					□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>	
	□	□	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□	
	□	□	Presenza di catene o cerchiature	□□□	
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>	
	□	□	Presenza di copertura pesante o di altre masse significative	□□□	
Danno	<b>Attuale</b>		Espulsione o sconfinamento dello spigolo in corrispondenza della lesione	□□□□□	
	<b>Vecchio</b>		Espulsione o sconfinamento dello spigolo in corrispondenza della lesione	□□□□□	

Tabella 17: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 10

11- ROTOTRASLAZIONE TRONCO					□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>	
	□	□	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□	
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>	
	□	□	Presenza di copertura pesante o di altre masse significative posizionate in modo asimmetrico	□□□	
Danno	<b>Attuale</b>		Lesione scomposta	□□□□□	
	<b>Vecchio</b>		Lesione scomposta	□□□□□	

Tabella 18: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 11

MECCANISMO DI DANNO TORRI IN ADERENZA AD ALTRO CORPO DI FABBRICA

12-MARTELLAMENTO CON ROTAZIONE				□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Presenza di adeguata distanza dalle pareti di altri corpi di fabbrica	□□□
	□	□	Presenza buon collegamento con le pareti di altri corpi di fabbrica	□□□
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Possibilità di azioni concentrate trasmesse dall'elemento di collegamento	□□□
	□	□	Presenza di un'elevata differenza di rigidità tra i due corpi	□□□
Danno	<b>Attuale</b>	Propagazione di lesione e fessure in corrispondenza del punto di contatto con corpo di fabbrica adiacente		□□□□□
	<b>Vecchio</b>	Propagazione di lesione e fessure in corrispondenza del punto di contatto con corpo di fabbrica adiacente		□□□□□

Tabella 19: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 12

13-LESIONE A TAGLIO E SCORRIMENTO				□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□
	□	□	Presenza di buoni architravi nelle aperture	□□□
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Presenza di aperture significative	□□□
	□	□	Muratura di limitato spessore	□□□
	□	□	Presenza di un'elevata differenza di rigidità tra i due corpi	□□□
Danno	<b>Attuale</b>	Tipiche lesioni a taglio (lesioni ad X)		□□□□□
	<b>Vecchio</b>	Tipiche lesioni a taglio (lesioni ad X)		□□□□□

Tabella 20: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 13

14-ESPULSIONE ANGOLI				□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□
	□	□	Presenza di tirantature (gabbie metalliche) in corrispondenza della sezione	□□□
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Presenza di un'elevata differenza di rigidità tra i due corpi	□□□

Danno	<b>Attuale</b>	Lesione verticale propagatasi a partire da apertura con possibile espulsione dell'angolo	□□□□
	<b>Vecchio</b>	Lesione verticale propagatasi a partire da apertura con possibile espulsione dell'angolo	□□□□

Tabella 21: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 14

## MECCANISMO DI DANNO CELLA CAMPANARIA

15- LESIONE NEGLI ARCHI DELLA CELLA CAMPANARIA				□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Monoliticità trasversale (presenza di diatoni)	□□□
	□	□	Presenza di piedritti tozzi e/o archi di luce ridotta	□□□
	□	□	Presenza di catene o cerchiature	□□□
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Presenza di copertura pesante o di altre masse significative (campane)	□□□
	□	□	Presenza di copertura spingente	□□□
Danno	<b>Attuale</b>	Lesioni negli archi – Rotazioni o scorrimenti dei piedritti		□□□□□
	<b>Vecchio</b>	Lesioni negli archi – Rotazioni o scorrimenti dei piedritti		□□□□□

Tabella 22: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 15

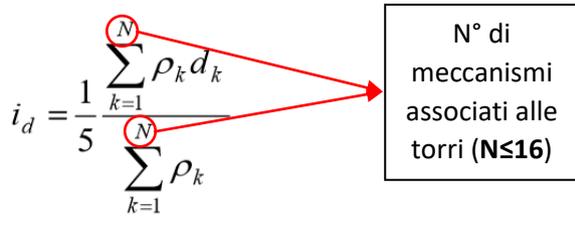
## MECCANISMO DI DANNO PINNACOLI O ALTRI ELEMENTI

16- SCORRIMENTI O ROTAZIONI ELEMENTI				□
Vulnerabilità	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Presidi Antisismici</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Presenza di perni di collegamento con la muratura o elementi di ritegno	□□□
	□	□	Elementi di limitata importanza e dimensione	□□□
	□	□	Muratura monolitica (a conci squadri o comunque di buona qualità)	□□□
	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>Indicatori di Vulnerabilità</b>	<b>Efficacia</b>
	□	□	Elementi di elevata snellezza	□□□
	□	□	Posizione asimmetrica rispetto all'elemento sottostante	□□□
Danno	<b>Attuale</b>	Evidenza di rotazioni permanenti o scorrimento		□□□□□
	<b>Vecchio</b>	Evidenza di rotazioni permanenti o scorrimento		□□□□□

Tabella 23: Indicatori di vulnerabilità e danno del meccanismo di collasso 16

La valutazione del comportamento sismico della struttura è ottenibile dal calcolo di due indici (*indice di danno e di vulnerabilità*) che rappresentano la valutazione del danno e della vulnerabilità media riscontrata durante il sopralluogo. Per quanto riguarda l'indice di danno, esso è rappresentato da una media normalizzata valutata tramite la seguente formula:

$$i_d = \frac{1}{5} \frac{\sum_{k=1}^N \rho_k d_k}{\sum_{k=1}^N \rho_k} \quad (1.1)$$



Dove:

$i_d$  = **Indice di danno**

$\rho_k$  = il peso assegnato a ciascun meccanismo (esso vale 0 per i meccanismi che non si sarebbero potuti attivare, mentre è compreso tra 0.5 e 1 negli altri casi)

$d_k$  = il livello di danno subito nei riguardi del k-esimo meccanismo (da 0 a 5)

0 = *Danno nullo*; 1 = *Danno lieve*; 2 = *Danno medio*; 3 = *Danno grave*; 4 = *Danno molto grave* 5 = *Collasso*

N = è il numero di meccanismi che si sarebbero potuti attivare nella torre

<i>MECCANISMO DI COLLASSO</i>	<i>Valore assegnato</i>	<i>Range di variabilità</i>
26 - AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)	0.8	
27 - TORRE CAMPANARIA	1	
28 - CELLA CAMPANARIA	1	

Figura 8: Elenco dei valori dei coefficienti  $\rho_k$  per i diversi meccanismi di danno

Tale operazione è in parte automatica (i pesi sono assegnati direttamente ai singoli meccanismi) ed in parte dipende direttamente dal rilevatore, in base alla sua diretta valutazione dell'incidenza del macro-elemento o del meccanismo sulla torre.

Per quanto riguarda l'**indice di vulnerabilità**, esso è determinato nel modo seguente:

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1} \rho_k (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1} \rho_k} + \frac{1}{2} \quad \text{N° di meccanismi associati alle torri (N ≤ 16)}$$

(1.2)

Dove:

$i_v$  = **Indice di vulnerabilità** (varia tra 0, nel caso in cui sono presenti dei presidi antisismici efficaci e nessuna carenza strutturale, a 1 rappresentativo del caso opposto)

$\rho_k$  = il peso assegnato a ciascun meccanismo (esso vale 0 per i meccanismi che non si sarebbero potuti attivare, mentre è compreso tra 0.5 e 1 negli altri casi)

$v_{ki}$  = il punteggio ottenuto dal rilievo degli indicatori di vulnerabilità

$v_{kp}$  = il punteggio ottenuto dal rilievo dei Presidi antisismici

Valutazione del punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo di danno		
Giudizio dell'efficacia	Numero degli indicatori di vulnerabilità o dei presidi antisismici	Punteggi $v_k$
3	Almeno 1	3
2	Almeno 2	
2	1	2
1	Almeno 2	
1	1	1
0	-	0

Tabella 24: Valutazione del punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo di danno

A ciascun meccanismo, ed in particolare ad ogni presidio antisismico e ad ogni indicatore di vulnerabilità viene associato un giudizio dell'efficacia variabile tra 0 e 3. In base poi al punteggio  $v_k$  ottenuto per ciascun meccanismo verrà determinato l'indice di vulnerabilità.

È ovviamente possibile che da una analisi preliminare della vulnerabilità sismica i meccanismi siano in numero anche poco consistente data la non complessità dei corpi a torre.

E' evidente che una stima così eseguita assume una valenza puramente statistica, ma questo approccio può essere considerato corretto se rivolto ad un'analisi territoriale, al fine di stabilire liste di priorità e programmare al meglio valutazioni più approfondite ed indirizzare gli interventi di prevenzione. Va inoltre esplicitato che nel caso delle torri tale tipologia di scheda assume una valenza specifica in riferimento al meccanismo e non tanto al macro-elemento come avveniva per le chiese. Questo approccio è permesso dalla non complessità delle torri che consente una valutazione maggiormente dettagliata dei meccanismi i quali risultano molto spesso di difficile interpretazione. Questa valutazione potrebbe essere in grado di creare una rassegna di analisi dettagliate e creare dei nuovi margini di sicurezza per i corpi a prevalente sviluppo verticale.

Eventualmente ci si propone di riadattare gli indici in base a questa tipologia strutturale, ampiamente meno complessa dei corpi chiesa da cui ha origine tale valutazione preliminare di vulnerabilità.

## Capitolo 2

# Casi applicativi: Modello meccanico semplificato

Il lavoro di ricerca effettuato nel *capitolo 1* ha permesso di individuare, a livello teorico, differenti meccanismi di collasso associati a più tipologie di torri ed osservarne gli effetti del danno subito. Tale ricerca, per quanto abbia fornito dati qualitativi di rilievo, avrebbe reso complicata una elaborazione diretta del comportamento effettivo di tali torri. La rielaborazione sarebbe stata complicata principalmente per due motivi: in primis non c'era la concreta possibilità di osservare e comprendere l'effettivo stato di conservazione precedente al sisma in quanto le strutture, nella maggior parte dei casi, sono gravemente compromesse; in secondo luogo, sarebbe stato difficile reperire dati geometrici e materici relativi a strutture danneggiate, più o meno gravemente. Per questi motivi si è deciso di analizzare torri di cui poter osservare lo stato conservativo ed elaborare analisi più realistiche.

Questo capitolo si propone come obiettivo principale quello di analizzare quattro torri esistenti avvalendosi di un metodo semplificato [1] [15] [16], per poter individuare attraverso il riconoscimento delle caratteristiche meccaniche e geometriche delle strutture il momento resistente ed agente, poter effettuare quindi i relativi raffronti e individuare eventuali anomalie o criticità lungo l'altezza delle torri.

Prima di procedere con le modalità di analisi si proceda con l'indagine conoscitiva relativa alle strutture a sviluppo verticale classificabili nel seguente modo:

- a. *Torre Isolata con pianta rettangolare*
- b. *Torre Isolata con pianta circolare*
- c. *Torre snella in aderenza ad altro corpo di fabbrica*
- d. *Torre tozza in aderenza ad altro corpo di fabbrica*

Questa quadrupla analisi consentirà di ricoprire il maggior numero di comportamenti plausibili per delle strutture a torre.

## 2.1 Torre Isolata con pianta rettangolare: Torre Civica di Lonato

La torre Civica di Lonato è situata nel comune di Lonato (Brescia).



Figura 9: Inquadramento geografico della Torre Civica di Lonato (BS)

### 2.1.1 Indagine conoscitiva

La Torre Civica di Lonato, alta **55 metri**, venne costruita tra il **1555** e il **1589** con lo scopo di ospitare le campane destinate a scandire i momenti della vita civile del Paese, rispondendo al contempo anche ad esigenze di sorveglianza. Sulla facciata della torre, diverse lapidi poste a varia altezza, evidenziano il procedere della costruzione. In un primo intervallo di tempo, dal 1555 al 1583 circa, i lavori di edificazione riguardarono la parte della struttura che va dal basamento (caratterizzato da una possente scarpa) sino alla parte superiore del riquadro dell'orologio realizzato in marmo scolpito e databile entro il 1582. Una volta costruita la cella



campanaria, posta al di sopra della fascia marcapiano cinquecentesca e dotata di quattro finestre bifore su ognuno dei suoi lati, si provvide ad acquistare le campane e a installare l'orologio che così trovò posto nel riquadro marmoreo realizzato nel 1582. Infine si procedette alla copertura della cella campanaria: la sommità dell'edificio venne dotata di un cupolino in metallo (piombo o rame) a pianta poligonale, presumibilmente a otto o a dodici lati. Questo cupolino fu oggetto di ripetute manutenzioni e rifacimenti, resi necessari per far fronte al continuo deperimento del rivestimento metallico. Già alle soglie del XVII secolo il Comune deliberava di sostituire la copertura. La Torre mantenne quindi nel corso degli anni l'aspetto originario cinquecentesco, finché nel 1880 il cupolino venne definitivamente eliminato a seguito della realizzazione del coronamento merlato progettato dall'architetto Antonio Tagliaferri. Ad oggi la Torre Civica è accessibile al pubblico che può raggiungere la cella campanaria attraverso delle scale in legno opportunamente predisposte per facilitare la salita.

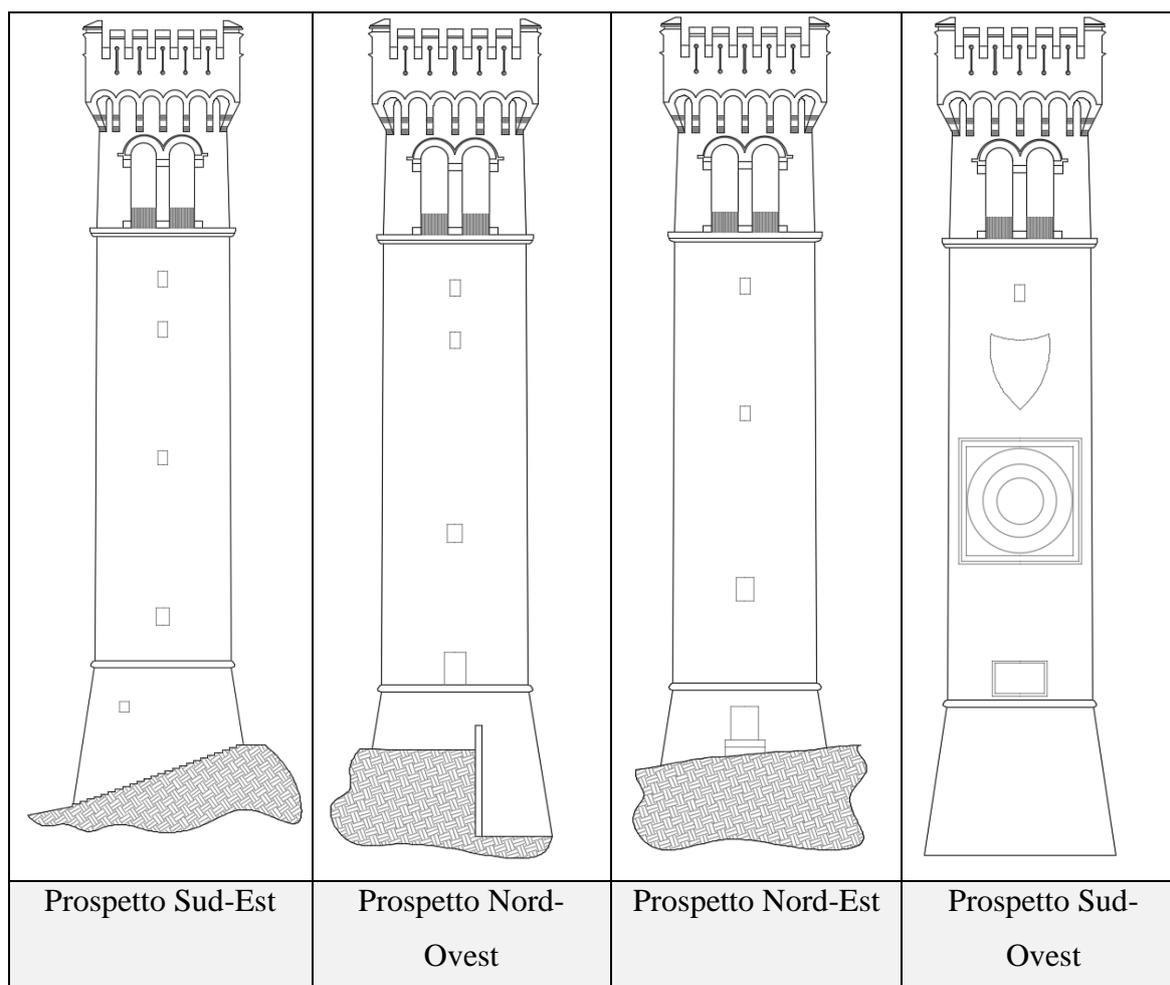


Tabella 25: Prospetti Torre Civica di Lonato (BS)

## 2.1.2 Materiali da costruzione

La determinazione delle caratteristiche meccaniche della tipologia di materiale da costruzione impiegato per la torre in analisi ha richiesto una accurata ricerca a partire dalla letteratura inerente la muratura risalente agli anni di edificazione, in tal caso 1500/1600. Oltre a confronti con la letteratura è risultato fondamentale osservare con attenzione la torre in esame cercando di comprendere da quali elementi e paramenti fosse effettivamente caratterizzata. Si riporta in seguito una breve rassegna fotografica accompagnata da una descrizione che mostri lo stato di conservazione, ma soprattutto le caratteristiche e le peculiarità della muratura. Tale documentazione non fa riferimento ad alcun documento specifico inerente le caratteristiche dei materiali, ma semplicemente ci si riferisce ad una attenta osservazione e logiche conclusioni fondate sulle caratteristiche visibili della torre.

	<b>Documentazione Fotografica</b>	<b>Descrizione</b>
1		<p>Le immagini mostrano uno stralcio della facciata nord-ovest (sopra) e della facciata sud-ovest (sotto), da cui è possibile comprendere la disomogeneità della muratura che caratterizza la torre. È visibile la disposizione ordinata di blocchi lapidei squadrati in corrispondenza degli angoli della torre, probabilmente per migliorare le prestazioni in termini di ammassamento murario, mentre nelle sezioni centrali è visibile una tipologia muraria completamente differente, caratterizzata infatti da pietrame irregolare, ciottolame ed altro di complessa identificazione. Da un punto di vista statico la torre sembra non mostrare danneggiamenti significativi o un inconsueto propagarsi di fessurazione.</p>

		<p>L'immagine mostra la parte basamentale della facciata sud-ovest, la cui la tessitura muraria risulta essere differente dalle sezioni di facciata soprastanti, poiché lungo l'intera parete è visibile la presenza di muratura con disposizione ordinata di blocchi lapidei squadrati. La scelta di mantenere tale tessitura regolare potrebbe essere dovuta alla volontà del costruttore di conferire maggiore stabilità in corrispondenza della sezione maggiormente caricata.</p>
2		<p>Tale immagine raffigura l'intersezione tra il paramento interno caratterizzato da pietre erratiche fortemente irregolari, che garantiscono ad ogni modo un buon ingranamento e comportamento statico e la volta a botte di cui è possibile osservare una tessitura maggiormente regolare e caratterizzata da mattoni pieni e malta di calce.</p>
3		<p>Tale immagine, riconducibile alla precedente mostra una visione d'insieme della volta a botte, realizzata in mattoni pieni, e del paramento murario, con pietre irregolari erratiche. È visibile il notevole spessore della muratura esterna pari a circa 2 m. Infine è possibile osservare la presenza di una soletta lignea che si ripete lungo l'intera altezza della torre in esame.</p>

4		<p>Particolare del solaio ligneo sostenuto da travi in legno particolarmente irregolari e ancorate al paramento erratico per mezzo di elementi in ferro in discreto stato di conservazione.</p>
5		<p>Da tale immagine è possibile riscontrare, oltre il notevole spessore murario, anche la tessitura dei paramenti maggiormente regolari. Tale scatto è stato effettuato nella parte inferiore della torre, da ciò è possibile concludere come la tipologia muraria e la tessitura siano maggiormente regolari e meglio disposte spostandoci dall'alto verso il basso della torre.</p>
6		<p>Particolare delle scale lignee appositamente realizzate per consentire ai visitatori di percorrere la torre sino al raggiungimento della cella campanaria, sita ad una altezza pari a 40,94 m.</p>



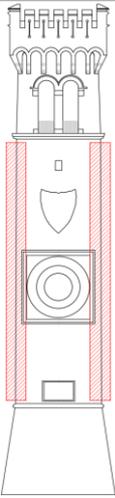
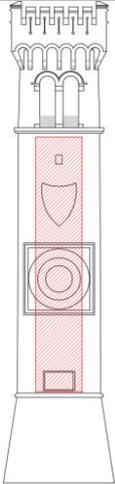


Tabella 26: Materiali da costruzione della Torre Civica di Lonato (BS)

Dopo aver elaborato tale rassegna fotografica si è resa necessaria la consultazione di testi forniti dalla letteratura che potessero fornire una stratigrafia simile o in un qualche modo riconducibile alla situazione in esame.

La raccolta fotografica, alla quale si fa riferimento nella tabella successiva, ha permesso di determinare delle stratigrafie murarie [7]. Nel caso della torre civica di Lonato è risultato abbastanza semplice ipotizzare la stratigrafia data la possibilità di osservare direttamente i paramenti murari, sia internamente che esternamente, non ricoperti da alcuno strato di finitura (intonaco o tinteggiatura).

Stratigrafia	Descrizione	Collocazione
	<p>La muratura basamentale della Torre civica viene ipotizzata come una muratura mista di ciottoli e pietrame legati con malta di calce e sabbia, con paramento esterno di pietra scaglia grossolanamente squadrata e riempimento interno in ciottoli, scaglie di pietra e malta. È evidente, soprattutto</p>	

	<p>osservando l'interno, la mancanza di elementi passanti (diatoni), per migliorare l'ammorsamento. Tale mancanza potrebbe essere legata alla difficoltà di reperire elementi che ricoprono l'intero spessore murario, che in tal caso risulta essere pari a circa 2 m.</p>	
	<p>Da tale immagine è osservabile l'angolo che secondo Alberti “dovendo essere quanto più possibile resistenti, andranno rafforzati con una struttura solidissima. Questo perché, ciascun angolo corrisponde a metà dell'intero edificio...”. Tale principio è evidente all'interno della torre Civica.</p>	
	<p>I tamponamenti, al contrario sono meno resistenti, e sono detti involucri e riempitivi. È comunque necessario che la pietra esterna risulti più dura e resistente rispetto a quella interna che al contrario può essere meno resistente.</p>	

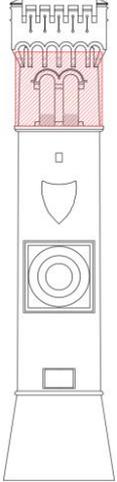
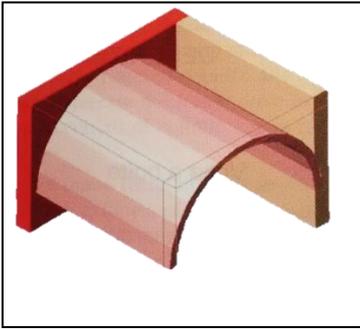
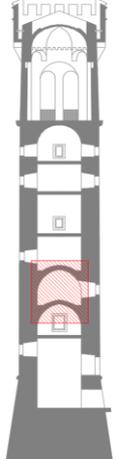
	<p>Mattoni in Laterizio con intonacatura di colore grigio.</p>	
		

Tabella 27: Dettagli Stratigrafia muraria della Torre Civica di Lonato (BS)

L'obiettivo è appunto quello di applicare il modello semplificato LV1, di cui verranno poi forniti i dettagli tecnici ed elaborare un modello attendibile che consenta di fornire una valutazione della vulnerabilità sismica e le modalità di eventuale collasso durante attività sismica. Per poter procedere è quindi indispensabile giungere non solo ad una valutazione qualitativa della muratura bensì è necessario determinare in modo realistico i parametri meccanici relativi tale tipologia muraria. Ciò è risultato possibile basandosi sull'incrocio di più dati riferiti a prove effettivamente realizzate su paramenti murari o ai dati reperiti nella letteratura esistente e raccolti nei seguenti punti:

- Database denominato **“Niker Catalogue”** realizzato da docenti del Politecnico di Milano;

Tale database permette di identificare in base alla tipologia muraria scelta i parametri principali meccanici. Tali parametri rappresentano un intervallo numerico dato dal valore più basso e più alto trovato in letteratura.

Per la muratura in analisi si è scelto di utilizzare una muratura in pietra con pluri-paramento, da cui risultano i seguenti valori:

<b>Stone Masonry (Multi-leaf)</b>			
<b>Pre-intervention Parameters</b>			
<b>Property</b>	<b>Symbol</b>	<b>Units</b>	<b>Range of Values</b>
Displacement capacity	$\psi$	[%]	0.40 - 0.45
Equivalent viscous damping	$\zeta$	[%]	19.10 - 19.10
Max. Horizontal Force	$F_{hmax}$	[kN]	55.70 - 93.50
Apparent density	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	no values defined
Ultimate loads	$Q$	[kN]	283.35 - 415.89
Onset of cracking	$\sigma_{cr}$	[MPa]	0.15 - 2.90
Peak Strain	$\varepsilon$	[x 10 <sup>(-3)</sup> ]	4.40 - 6.20
Elastic modulus	$E$	[N/mm <sup>2</sup> ]	167.00 - 5200.00
Shear modulus	$G$	[N/mm <sup>2</sup> ]	8.00 - 837.00
<b>Compressive strength</b>	<b><math>f_d</math></b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>0.21 - 15.32</b>
Shear Strength	$f_v$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.57 - 4.37
Initial shear strength	$f_{v0}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.029 - 0.37
Tensile strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.055 - 0.055
Ductility	$\mu$	[-]	no values defined
Energy dissipation capacity	$E_{dis}/E_{inp}$	[%]	46.00 - 46.00

Tabella 28: Parametri Muratura della Torre Civica di Lonato (BS) da Niker Catalogue

<b>Component Parameters</b>				
<b>Component</b>	<b>Property</b>	<b>Symbol</b>	<b>Units</b>	<b>Range of Values</b>
Stone	Apparent density	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	2642.00 - 2665.00
Mortar	Compressive strength	$f_d$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.80 - 11.37
Stone	Compressive strength	$f_d$	[N/mm <sup>2</sup> ]	17.60 - 189.90
Mortar	Elastic modulus	$E$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2475.00 - 4700.00
Stone	Elastic modulus	$E$	[N/mm <sup>2</sup> ]	8526.00 - 80100.00
Stone	Open porosity	$p_o$	[%]	1.20 - 1.40
Mortar	Poisson's Ratio	$\nu$	[-]	0.27 - 0.27
Stone	Porosity	$\phi$	[%]	8.30 - 15.00
Stone	Real density	$p_r$	[kg/m <sup>3</sup> ]	2405.00 - 3104.00
Mortar	Tensile strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.40 - 2.39

Stone	Tensile strength	$f_t$	$[N/mm^2]$	2.06 - 29.60
Stone	Poisson's Ratio	$\nu$	$[-]$	0.090 - 0.21

Tabella 29: Parametri Muratura della Torre Civica di Lonato (BS) da Niker Catalogue

\*Sono stati considerati dei parametri relativi ad una muratura sulla quale non sono stati effettuati interventi di consolidamento o risanamento.

### - La normativa C8.A.1.A della Circolare 617/2009

Naturalmente, definire le caratteristiche meccaniche di tutti gli elementi attraverso prove sperimentali (martinetti piatti), comporta un impegno economico notevole. La **normativa** consente di effettuare il calcolo della struttura anche in assenza di prove, purché si seguano le regole in esse riportate e comunque di avere valori di riferimento. Per le tipologie di muratura maggiormente diffuse sul territorio nazionale, la normativa definisce i parametri meccanici principali: tra cui i valori minimi e massimi del modulo elastico normale (E) e tangenziale (G), della resistenza a compressione ( $f_m$ ) e a taglio ( $t_0$ ) ed il valore medio del peso specifico (w). Tali valori sono riferiti a murature non consolidate con malte di qualità scadente, assenza di ricorsi, paramenti semplicemente accostati o mal collegati e connessioni scadenti tra pareti ortogonali.

TIPOLOGIA MURATURA	$f_m$	$t_0$	E	G	W	TIPOLOGIA MURATURA	MALTA BUONA	GIUNTI SOTTILI	RICORSI O LISTATURE	CONNESSIONE TRASVERSALE	NUCLEO SCODINTE O AMPIO	INIEZIONI MISCELE LEGANTI	INTONACO ARMATO
	(daN/cm <sup>2</sup> )	(daN/cm <sup>2</sup> )	(daN/cm <sup>2</sup> )	(daN/cm <sup>2</sup> )	(daN/m <sup>3</sup> )								
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	10 18	0,20 0,32	6900 10500	2300 3500	1900	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2,0	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	20 30	0,35 0,51	10200 14400	3400 4800	2000	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	26 38	0,56 0,74	15000 19800	5000 6600	2100	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.)	14 24	0,28 0,42	9000 12600	3000 4200	1600	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2,0
Muratura a blocchi lapidei squadriati	60 80	0,90 1,20	24000 32000	7800 9400	2200	Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	24 40	0,60 0,92	12000 18000	4000 6000	1800	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	50 80	2,40 3,20	35000 56000	8750 14000	1500	<b>Specifiche</b> Presenza di malta buona: i coeff. della tabella si applicano a $f_m, t_0, E, G$ Presenza di ricorsi o listature: i coeff. della tabella si applicano a $f_m, t_0$ Presenza di elementi di connessione trasversale: i coeff. della tabella si applicano a $f_m, t_0$ Consolidamento con iniezioni di malta: i coeff. della tabella si applicano a $f_m, t_0, E, G$ Consolidamento con intonaco armato: i coeff. della tabella si applicano a $f_m, t_0, E, G$ (non si applica il coeff. connessioni trasversali) Consolidamento con diatoni artificiali: si applica solo il coeff. connessioni trasversali							
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	40 60	3,00 4,00	36000 54000	10800 16200	1200								
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	30 40	1,00 1,30	27000 36000	8100 10800	1100								
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	15 20	0,95 1,25	12000 16000	3000 4000	1200								
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (perc. foratura < 45%)	30 44	1,80 2,40	24000 35200	6000 8800	1400								

**Simboli:**  $f_m$  = resistenza media a compressione  
 $t_0$  = resistenza media-caratteristica a taglio  
E = modulo di elasticità normale  
G = modulo di elasticità tangenziale  
W = peso specifico

**Condizioni:** malta scadente, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata

Figura 10: Parametri relativi alla muratura della Torre Civica di Lonato (BS) - Circolare 617/2009

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura

$$f_d = 1200 \text{ kN/m}^2 = 1200000000 \text{ N/m}^2$$

$$W = \text{peso specifico} = 19 \text{ kN/m}^3 = 19000 \text{ N/m}^2$$

$$E = 690 \text{ N/mm}^2 = 690000000 \text{ N/m}^2$$

$$G = 230 \text{ N/mm}^2 = 230000000 \text{ N/m}^2$$

### 2.1.3 Azione Sismica: determinazione dello spettro di risposta

Per effettuare il calcolo dello spettro di risposta è necessario imporre alcune condizioni stabilite dalla NTC 2008 [8] la quale illustra il procedimento dettagliato. Viene utilizzato il foglio di calcolo Excel pre-impostato **Spettri-NTC**.

<b>Nazione</b>	Italia
<b>Regione</b>	Lombardia
<b>Comune</b>	Lonato (BS)

#### Vita Nominale $V_N$

Deve essere determinata la vita nominale  $V_N$  intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Va determinata in base alla tabella sottostante:

Tipi di costruzione		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Figura 11: Vita Nominale  $V_N$  della Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008

Si sceglie una  $V_N$  pari a 50.

### Classe d'uso $C_U$

Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

Figura 12: Classe d'uso e coefficiente  $C_U$  per la Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008

### Vita di Riferimento $V_R$

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50 \quad (2.1)$$

### Stati limite e Probabilità di superamento $P_{VR}$

Gli stati limite sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati è riportato nella tabella 3.2.1 NTC-08:

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

Figura 13: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento – NTC 2008

### Periodo di ritorno $T_R$

Stato Limite	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_C^*$ (s)	$P_{VR}$ (%)
SLO	30	0,041	2,567	0,230	81%
SLD	50	0,056	2,491	0,246	63%
SLV	475	0,158	2,455	0,275	10%
SLC	975	0,205	2,491	0,278	5%

Tabella 30: Parametri della Torre Civica di Lonato (BS)

$a_g$  = 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.

### Categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo si è reso necessario risalire a documentazione esistente che riporti le variabili e i dettagli tecnici inerenti il terreno del comune di Lonato. L'indagine viene effettuata nell'anno 2011 a partire dalla quota del p.c. di riferimento (Via Molini). [12]

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessaria una analisi semplificata relativa la tipologia di sottosuolo. In particolare la NTC 2008 fornisce 5 categorie principali e 2 aggiuntive.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categoria	Descrizione
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Figura 14: Categoria di sottosuolo della Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008

Viene quindi definita la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  attraverso la seguente espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]} \quad (2.2)$$

Dalle analisi riportate applicando il DM 2008 e tenuto conto dei dati sismo-stratigrafici relativi ai terreni di interesse emerge il seguente responso:

$$V_{s30} = 580 - 640 \text{ m/s}$$

**Categoria di Sottosuolo: B**

Figura 15: Velocità equivalente delle onde di taglio e categoria di sottosuolo della Torre Civica di Lonato (BS)

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

Figura 16: Parametri  $S_S$  e  $C_C$  per la Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008

Ai fini dell'analisi verrà preso in considerazione SLV.

### Categoria Topografica

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 17: Categoria topografica della Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008

Per il sito di progetto, sub-pianeggiante si potrà tenere conto di una categoria topografica **T1**.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

Figura 18: Valore del coefficiente di amplificazione topografica della Torre Civica di Lonato (BS) – NTC 2008

<b>Stato Limite</b>			
Stato Limite considerato	SLV	▼	info
<b>Risposta sismica locale</b>			
Categoria di sottosuolo	B	▼	info
Categoria topografica	T1	▼	info
	$S_S =$	1,200	$C_C =$ 1,427 info
	$h/H =$	0,000	$S_T =$ 1,000 info
<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>			

Figura 19: Parametri del suolo estratti dal foglio di calcolo per la determinazione dello spettro sismico della Torre Civica di Lonato (BS)

## Fattore di Struttura

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto delle non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (2.3)$$

$q_0$  = è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  dove:

$\alpha_1$  = è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

$\alpha_u$  = è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Tale rapporto non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5. Qualora non si proceda ad una dettagliata analisi statica non lineare si faccia riferimento ai seguenti valori:

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

Tabella 31: Valori di riferimento per il rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  (8)

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo Gerarchia delle Resistenze	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$

Tabella 32: Valore massimo del fattore di struttura (8)

$K_R$  = è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La Torre Civica risulta essere regolare in altezza per cui verrà utilizzato  $K_R = 1$ .

Pertanto assumeremo un fattore di struttura pari a:

$$q = q_0 \times K_R = 2,0 \alpha_u/\alpha_1 \times 1 = 2,0 \times 1,8 \times 1 = 3,6 \quad (2.4)$$

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  utilizzato è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .

Per il caso in esame si assume pertanto  $q = 1,5$ .

Quanto appena discusso, relativamente il fattore di struttura, si riferisce a “moderne” murature in ottimo stato di conservazione e non a murature a sacco come nel caso della Torre di Lonato. Per questo motivo è essenziale approfondire tale tematica introducendo

un fattore di struttura che si adatti maggiormente alle caratteristiche della struttura in esame per evitare un sovradimensionamento del momento resistente. Risulta indispensabile quindi prendere in esame murature “storiche”. È tuttavia fondamentale sottolineare il fatto che data la complessità del comportamento reale di tali strutture, il progetto e l’analisi strutturale richiedono spesso l’introduzione di notevoli semplificazioni.

Si decide di adottare un fattore di struttura fortemente ridotto pari a **2,5**.

Una volta raccolte tutte le informazioni di progetto è possibile ricavare lo spettro di risposta per ciascuno stato limite voluto (SLV).

### Spettro di Risposta SLV

Compon. orizzontale		Smorzamento $\xi$ (%)	5	$\eta =$	1,000	info
<input checked="" type="radio"/>	Spettro di progetto elastico (SLE)	Fattore $q_s$	2,5	Regol. in altezza	si	info
<input type="radio"/>	Spettro di progetto inelastico (SLU)					
Compon. verticale						
	Spettro di progetto	Fattore q	1,5	$\eta =$	0,667	info

Figura 20: Fattore di struttura delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre Civica di Lonato (BS)

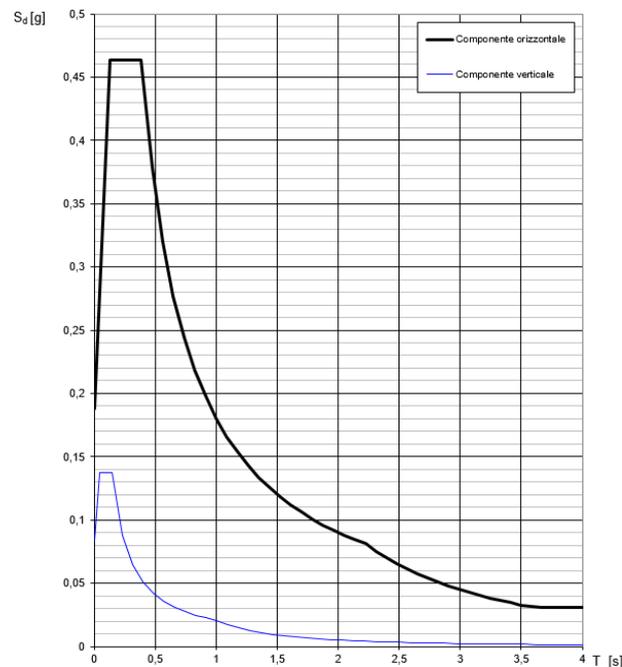


Figura 21 Spettro di Risposta Elastico Zona Lago di Garda Sud.

Componente Orizzontale	Componente Verticale																																																
<p><b>Parametri indipendenti</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>a_x</math></td><td>0,156 g</td></tr> <tr><td><math>F_c</math></td><td>2,472</td></tr> <tr><td><math>T_c</math></td><td>0,272 s</td></tr> <tr><td><math>S_s</math></td><td>1,200</td></tr> <tr><td><math>C_c</math></td><td>1,427</td></tr> <tr><td><math>S_T</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>q</math></td><td>1,000</td></tr> </tbody> </table> <p><b>Parametri dipendenti</b></p> <table border="1"> <tbody> <tr><td><math>S</math></td><td>1,200</td></tr> <tr><td><math>\eta</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>T_B</math></td><td>0,130 s</td></tr> <tr><td><math>T_c</math></td><td>0,389 s</td></tr> <tr><td><math>T_D</math></td><td>2,225 s</td></tr> </tbody> </table> <p><b>Espressioni dei parametri dipendenti</b></p> $S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$ $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$ $T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$ $T_c = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$ $T_D = 4,0 \cdot a_x / g = 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$ <p><b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2.4)</p> $0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_c} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$ $T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$ $T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$ $T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$	STATO LIMITE	SLV	$a_x$	0,156 g	$F_c$	2,472	$T_c$	0,272 s	$S_s$	1,200	$C_c$	1,427	$S_T$	1,000	$q$	1,000	$S$	1,200	$\eta$	1,000	$T_B$	0,130 s	$T_c$	0,389 s	$T_D$	2,225 s	<p><b>Parametri indipendenti</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>a_{zv}</math></td><td>0,083 g</td></tr> <tr><td><math>S_s</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>S_T</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>q</math></td><td>1,500</td></tr> <tr><td><math>T_B</math></td><td>0,050 s</td></tr> <tr><td><math>T_c</math></td><td>0,150 s</td></tr> <tr><td><math>T_D</math></td><td>1,000 s</td></tr> </tbody> </table> <p><b>Parametri dipendenti</b></p> <table border="1"> <tbody> <tr><td><math>F_v</math></td><td>1,320</td></tr> <tr><td><math>S</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>\eta</math></td><td>0,667</td></tr> </tbody> </table> <p><b>Espressioni dei parametri dipendenti</b></p> $S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$ $\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$ $F_v = 1,35 \cdot F_c \cdot \left( \frac{a_x}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$ <p><b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2.10)</p> $0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_c} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$ $T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$ $T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$ $T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$	STATO LIMITE	SLV	$a_{zv}$	0,083 g	$S_s$	1,000	$S_T$	1,000	$q$	1,500	$T_B$	0,050 s	$T_c$	0,150 s	$T_D$	1,000 s	$F_v$	1,320	$S$	1,000	$\eta$	0,667
STATO LIMITE	SLV																																																
$a_x$	0,156 g																																																
$F_c$	2,472																																																
$T_c$	0,272 s																																																
$S_s$	1,200																																																
$C_c$	1,427																																																
$S_T$	1,000																																																
$q$	1,000																																																
$S$	1,200																																																
$\eta$	1,000																																																
$T_B$	0,130 s																																																
$T_c$	0,389 s																																																
$T_D$	2,225 s																																																
STATO LIMITE	SLV																																																
$a_{zv}$	0,083 g																																																
$S_s$	1,000																																																
$S_T$	1,000																																																
$q$	1,500																																																
$T_B$	0,050 s																																																
$T_c$	0,150 s																																																
$T_D$	1,000 s																																																
$F_v$	1,320																																																
$S$	1,000																																																
$\eta$	0,667																																																

Tabella 33: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre Civica di Lonato (BS)

Componente Orizzontale		Componente Verticali	
T (s)	Se (g)	T (s)	Se (g)
0,000	0,188	0,000	0,083
0,130	0,464	0,050	0,138
0,389	0,464	0,150	0,138
0,476	0,379	0,235	0,088
0,564	0,320	0,320	0,064
0,651	0,277	0,405	0,051
0,738	0,244	0,490	0,042
0,826	0,218	0,575	0,036
0,913	0,197	0,660	0,031
1,001	0,180	0,745	0,028
1,088	0,166	0,830	0,025
1,176	0,153	0,915	0,023
1,263	0,143	1,000	0,021
1,351	0,133	1,094	0,017

1,438	0,125		1,188	0,015
1,526	0,118		1,281	0,013
1,613	0,112		1,375	0,011
1,701	0,106		1,469	0,010
1,788	0,101		1,563	0,008
1,875	0,096		1,656	0,008
1,963	0,092		1,750	0,007
2,050	0,088		1,844	0,006
2,138	0,084		1,938	0,005
2,225	0,081		2,031	0,005
2,310	0,075		2,125	0,005
2,394	0,070		2,219	0,004
2,479	0,065		2,313	0,004
2,563	0,061		2,406	0,004
2,648	0,057		2,500	0,003
2,732	0,054		2,594	0,003
2,817	0,051		2,688	0,003
2,901	0,048		2,781	0,003
2,986	0,045		2,875	0,002
3,070	0,043		2,969	0,002
3,155	0,040		3,063	0,002
3,239	0,038		3,156	0,002
3,324	0,036		3,250	0,002
3,408	0,035		3,344	0,002
3,493	0,033		3,438	0,002
3,577	0,031		3,531	0,002
3,662	0,031		3,625	0,002
3,746	0,031		3,719	0,001
3,831	0,031		3,813	0,001
3,915	0,031		3,906	0,001
4,000	0,031		4,000	0,001

Tabella 34: Parametri  $T(s)$  e  $Se(g)$  delle componenti orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico della Torre Civica di Lonato (BS)

### 2.1.4 Valutazione del rischio sismico: Modello meccanico semplificato (LV1)

Metodo di analisi a scala territoriale. Tali tipologie di analisi sono atte a stilare una graduatoria di rischio sismico dei beni tutelati. Si procede con una valutazione quantitativa attraverso modelli meccanici semplificati [1] [6] facendo riferimento al collasso per presso-flessione, ovvero considerare la torre come una mensola, sollecitata da un sistema

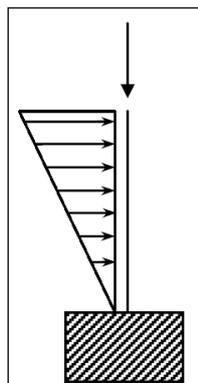
di forze orizzontali oltre che dal peso proprio, che può raggiungere la crisi in una generica sezione per schiacciamento nella zona compressa, a seguito della parzializzazione dovuta alla non resistenza a trazione.

Si riassumono nella tabella seguente i principali parametri per la determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione relativo al sito in esame:

Sito	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$T_{R,SLV}$	$P_{VR}$	$V_R$	$C_U$	Cat. Sottosuolo	Cat. Topografica
/	g	/	s	anni	%	anni	/	/	/
Lonato Del Garda (BS)	0,156	2,472	0,389	475	10	50	1	B	T1

Tabella 35: Parametri principali relativi allo Spettro di Risposta Elastico della Torre Civica di Lonato (BS)

Tale livello di verifica prevede che la torre venga suddivisa in un numero  $n$  di conci aventi ciascuno caratteristiche geometriche e meccaniche uniformi. Tali verifiche vengono effettuate in corrispondenza della sezione inferiore di ciascun concio con il seguente



confronto:

$$M_{rd} \text{ (capacità)} > M_{ed} \text{ (domanda)}$$

La capacità sismica è stimata assumendo uno *schema di struttura a mensola incastrata alla base*, con modalità di collasso per pressoflessione.

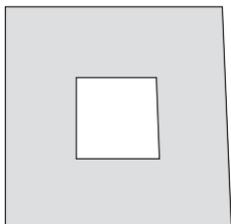
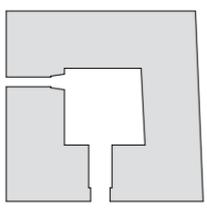
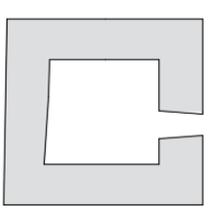
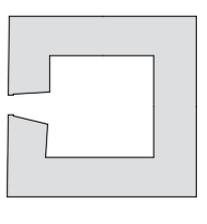
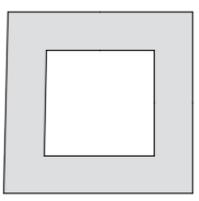
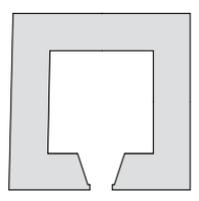
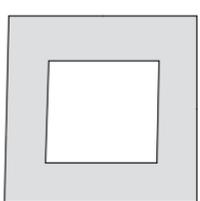
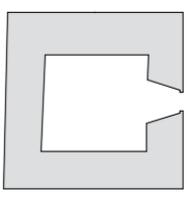
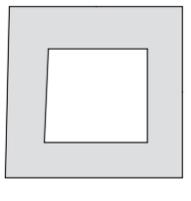
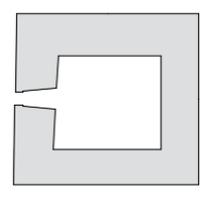
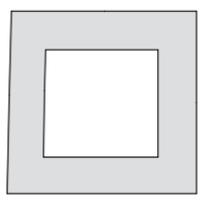
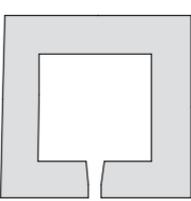
Prima di procedere con la vera e propria verifica è indispensabile definire alcune caratteristiche e ipotesi di calcolo relative alla Torre Civica di Lonato.

Figura 22: Schema struttura a mensola incastrata alla base

### Caratteristiche Torre Civica

La Torre Civica di Lonato è stata suddivisa in **20** sezioni. Tale scelta è legata a due elementi in particolare:

- La presenza di aperture lungo l'intero sviluppo della torre non è particolarmente significativa, tuttavia vi è una ripetitività che potrebbe comportare una variazione del comportamento strutturale;
- Lungo la sua altezza la torre, sino a quota 40,94 m, presenta una rastrematura poco rilevante mantenendo uno spessore murario pressoché costante. Il reale cambiamento si riscontra in corrispondenza della quota sopra definita da cui si articola la cella campanaria sino all'estremo superiore della Torre. La suddivisione in conci verrà definita considerando fortemente questa variazione di spessore murario.

								
<b>N</b>	<b>Sezione 1</b>		<b>Sezione 2</b>		<b>Sezione 3</b>		<b>Sezione 4</b>	
Quota	0,00 m	6,41 m	6,41 m	10,32 m	10,32 m	12,54 m	12,54 m	14,48 m
h	6,41 m		3,91 m		2,22 m		1,94 m	
								
<b>N</b>	<b>Sezione 5</b>		<b>Sezione 6</b>		<b>Sezione 7</b>		<b>Sezione 8</b>	
Quota	14,48 m	15,79 m	15,79 m	17,42 m	17,42 m	19,59 m	19,59 m	21,77 m
h	1,31 m		1,63 m		2,17 m		2,18 m	
								
<b>N</b>	<b>Sezione 9</b>		<b>Sezione 10</b>		<b>Sezione 11</b>		<b>Sezione 12</b>	
Quota	21,77 m	23,71 m	23,71 m	25,50 m	25,50 m	27,91 m	27,91 m	29,44 m
h	1,94 m		1,79 m		2,41 m		1,53 m	

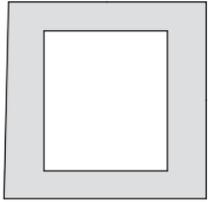
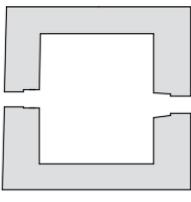
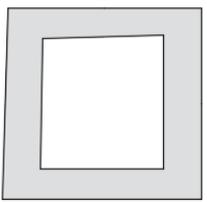
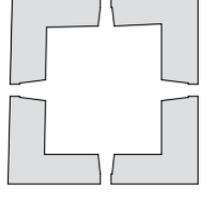
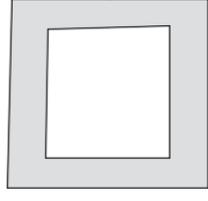
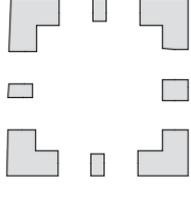
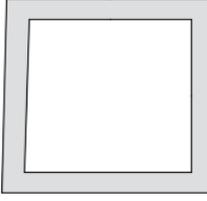
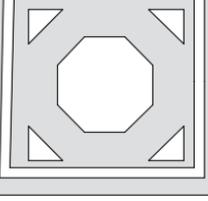
				
<b>N</b>	<b>Sezione 13</b>	<b>Sezione 14</b>	<b>Sezione 15</b>	<b>Sezione 16</b>
Quota	29,44 m   32,78 m	32,78 m   34,73 m	34,73 m   36,59 m	36,59 m   38,24 m
h	3,34 m	1,95 m	1,86 m	1,65 m
				
<b>N</b>	<b>Sezione 17</b>	<b>Sezione 18</b>	<b>Sezione 19</b>	<b>Sezione 20</b>
Quota	38,24 m   40,94 m	40,94 m   47,95 m	47,95 m   50,38 m	50,38 m   55,59 m
h	2,70 m	7,01 m	2,43 m	5,21 m

Tabella 36: Sezioni dei conci della Torre Civica di Lonato (BS)

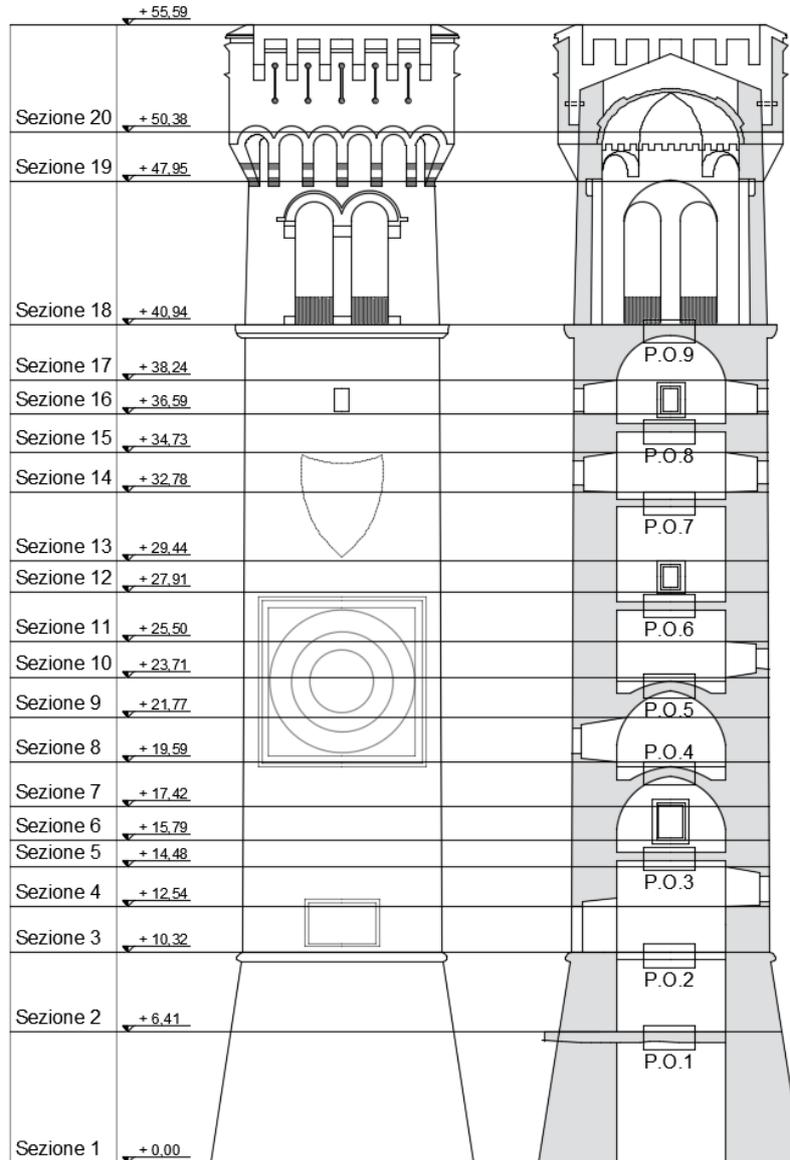


Figura 23: Sezioni dei conci della Torre Civica di Lonato (BS) (misure in m)

*P.O./C.O	Quota	Materiale	Peso Materiale	Area	Sp.	Peso solaio	Sez.
	m	/	kN/m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	m	kN	/
P.O.1	6,41	Pietra	19	15,00	0,5	142,5	1
P.O.2	10,32	Pietra	19	18,14	0,3	103,398	2
P.O.3	15,18	Pietra	19	21,17	0,3	120,669	5
P.O.4	19,39	Pietra	19	18,34	0,3	104,538	7
P.O.5	23,57	Pietra	19	19,70	0,3	112,29	9
P.O.6	27,41	Pietra	19	15,62	0,3	89,034	11
P.O.7	32,43	Pietra	19	29,31	0,3	167,067	13

P.O.8	36,10	Pietra	19	28,09	0,3	160,113	15
P.O.9	40,94	Pietra	19	40,00	0,3	228	17

Tabella 37: Proprietà geometrico-materiche Partizioni e Chiusure Orizzontali della Torre Civica di Lonato (BS)

\*P.O. = Partizione Orizzontale / C.O. = Chiusura Orizzontale

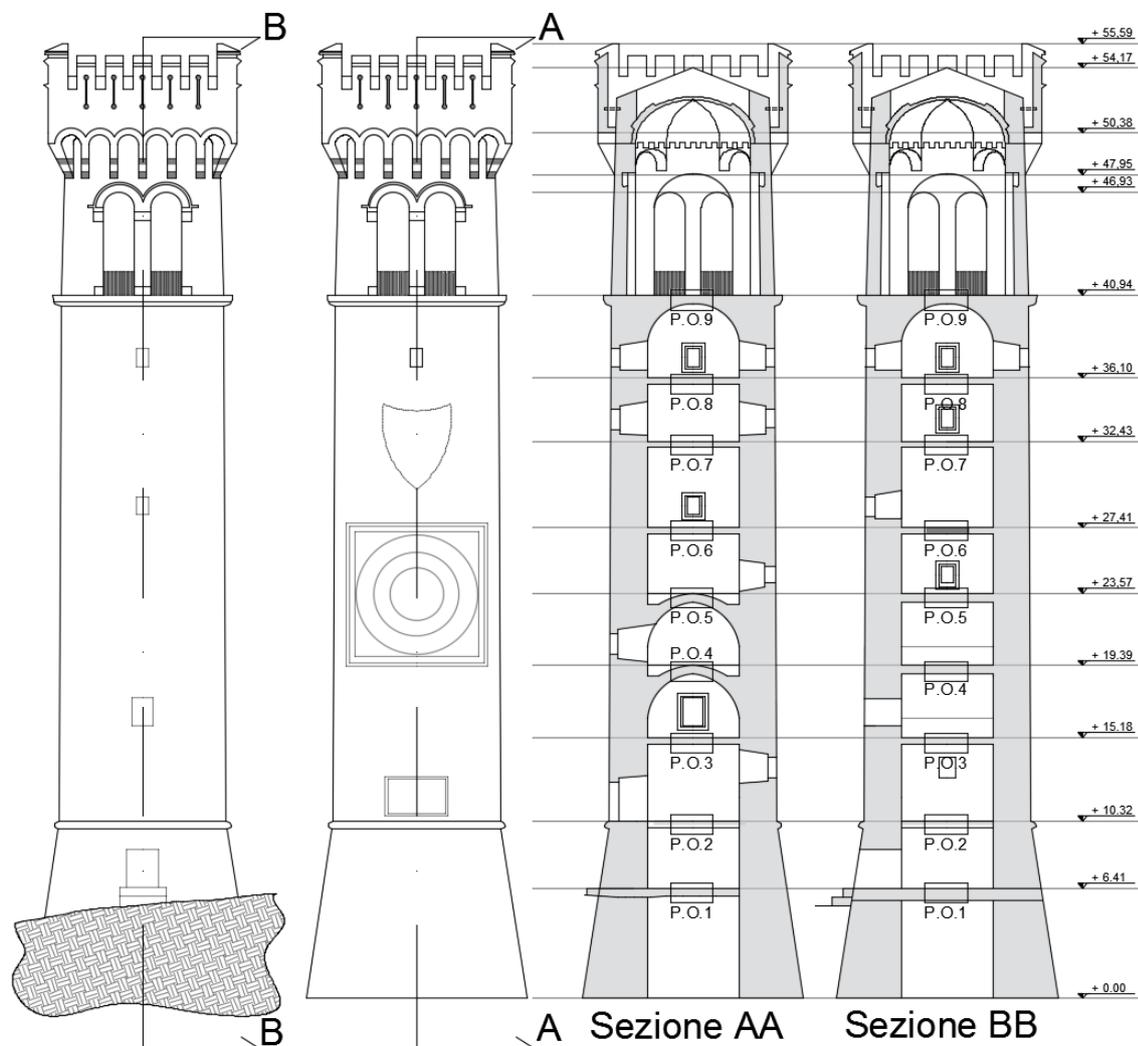


Figura 24: Quote altimetriche solai della Torre Civica di Lonato (misure in m)

### Ipotesi di calcolo

- La verifica viene eseguita in corrispondenza di entrambe le direzioni principali di inerzia;
- Stante la tipologia del manufatto e la bassa presenza di aperture, non vi sono sostanziali riduzioni delle aree resistenti;
- Vengono considerate n. **20** sezioni, date dalle caratteristiche della Torre;

- La muratura viene considerata non resistente a trazione;
- Sezione rettangolare cava.

Area della sezione cava rettangolare:  $A_i = 2s_i(a_i + b_i - 2s_i) - B_i$

N. Sezione	$A_i$ (area resistente)	$s_i$ (spessore medio sezione resistente)	$a_i$	$b_i$
	$m^2$	$m$	$m$	$m$
1	99,72	3,40	11,03	10,67
2	74,38	2,90	10,01	9,67
3	50,29	1,90	8,97	8,60
4	50,19	1,90	8,97	8,60
5	47,99	1,77	8,97	8,60
6	45,07	1,77	8,97	8,60
7	49,36	1,74	8,97	8,60
8	46,71	1,74	8,97	8,60
9	49,85	1,74	8,97	8,60
10	48,27	1,74	8,97	8,60
11	47,18	1,70	8,97	8,60
12	46,09	1,70	8,97	8,60
13	41,04	1,40	8,97	8,60
14	38,24	1,40	8,97	8,60
15	41,76	1,40	8,97	8,60
16	37,80	1,40	8,97	8,60
17	41,76	1,40	8,97	8,60
18	20,82	1,30	8,97	8,60
19	27,92	0,95	8,97	8,60
20	24,63	0,50	10,79	10,42

Tabella 38: Parametri geometrici sezioni della Torre Civica di Lonato (BS)

- Per quanto riguarda i parametri relativi le caratteristiche meccaniche della muratura si impiegano i seguenti valori:

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura

$f_d$  = 1200 kN/m<sup>2</sup>

W = peso specifico = 19 kN/m<sup>3</sup>

N. Sezione	Quota	Altezza Sezione	Area sezione resistente (alla base del concio)	Peso Muratura sezione	Peso muratura cumulativo
	m	m	mq	kN	kN
1	0,00	6,41	99,72	12144,90	50505,81
2	6,41	3,91	74,38	5525,69	38360,91
3	10,32	2,22	50,29	2121,23	32835,22
4	12,54	1,94	50,19	1850,00	30713,99
5	14,48	1,31	47,99	1194,47	28863,98
6	15,79	1,63	45,07	1395,82	27669,51
7	17,42	2,17	49,36	2035,11	26273,70
8	19,59	2,18	46,71	1934,73	24238,58
9	21,77	1,94	49,85	1837,47	22303,85
10	23,71	1,79	48,27	1641,66	20466,38
11	25,50	2,41	47,18	2160,37	18824,72
12	27,91	1,53	46,09	1339,84	16664,35
13	29,44	3,34	41,04	2604,40	15324,51
14	32,78	1,95	38,24	1416,79	12720,11
15	34,73	1,86	41,76	1475,80	11303,32
16	36,59	1,65	37,80	1185,03	9827,52
17	38,24	2,70	41,76	2142,29	8642,49
18	40,94	7,01	20,82	2773,02	6500,21
19	47,95	2,43	27,92	1289,07	3727,19
20	50,38	5,21	24,63	2438,12	2438,12

Tabella 39: Analisi dei Carichi della Torre Civica di Lonato (BS)

N. Sezione	Solaio	Area solaio	Spessore solaio	Peso Solaio	Peso complessivo sezione	Peso complessivo cumulativo
	/	mq	m	kN	kN	kN
1	P.O.1	15,00	0,50	142,50	12287,40	51733,42
2	P.O.2	18,14	0,30	103,40	5629,09	39446,02
3					2121,23	33816,93
4					1850,00	31695,70
5	P.O.3	21,17	0,30	120,67	1315,14	29845,70
6					1395,82	28530,56
7	P.O.4	18,34	0,30	104,54	2139,65	27134,74
8					1934,73	24995,09
9	P.O.5	19,70	0,30	112,29	1949,76	23060,36

10					1641,66	21110,60
11	P.O.6	15,62	0,30	89,03	2249,41	19468,94
12					1339,84	17219,53
13	P.O.7	29,31	0,30	167,07	2771,47	15879,69
14					1416,79	13108,23
15	P.O.8	28,09	0,30	160,11	1635,91	11691,44
16					1185,03	10055,52
17	P.O.9	40,00	0,30	228,00	2370,29	8870,49
18					2773,02	6500,21
19					1289,07	3727,19
20					2438,12	2438,12

Tabella 40: Analisi dei Carichi della Torre Civica di Lonato (BS)

**M<sub>rd</sub> sezione rettangolare cava**

$$M_{rd} = \frac{\sigma_{0i} A_i}{2} \left( b_i - \frac{\sigma_{0i} A_i}{0,85 \alpha_i f_d} \right) \quad (2.5)$$

Dove:

$\sigma_{0i}$  = tensione di compressione media dovuta ai carichi gravitazionali;

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura;

$A_i$  = area della sezione depurata da eventuali aperture;

$b_i$  = dimensione del lato parallelo alla direzione sismica;

$\alpha_i$  = dimensione del lato ortogonale alla direzione sismica.

I lati  $a_i$  e  $b_i$  risultano essere praticamente simili per questo motivo si ritiene opportuno effettuare la verifica numerica per una sola direzione, data la similitudine tra i valori di momento resistente, che risulta essere comunque una ipotesi dal momento che non si dispone di prove che determinano in modo preciso le caratteristiche meccaniche della muratura in esame.

N. Sezione	A <sub>i</sub> (area resistente)	a <sub>i</sub>	b <sub>i</sub>	W cumulativo	σ <sub>0i</sub>	M <sub>rd</sub>
	m <sup>2</sup>	m	m	kN	kN/m <sup>2</sup>	kNm
<b>1</b>	99,72	11,03	10,67	51.733,42	518,79	<b>157.055,39</b>
<b>2</b>	74,38	10,01	9,67	39.446,02	530,33	<b>114.523,76</b>
<b>3</b>	50,29	8,97	8,60	33.816,93	672,44	<b>82.917,73</b>
<b>4</b>	50,19	8,97	8,60	31.695,70	631,51	<b>81.390,78</b>
<b>5</b>	47,99	8,97	8,60	29.845,70	621,91	<b>79.657,59</b>
<b>6</b>	45,07	8,97	8,60	28.530,56	633,03	<b>78.198,00</b>
<b>7</b>	49,36	8,97	8,60	27.134,74	549,73	<b>76.442,09</b>
<b>8</b>	46,71	8,97	8,60	24.995,09	535,11	<b>73.337,05</b>
<b>9</b>	49,85	8,97	8,60	23.060,36	462,59	<b>70.098,61</b>
<b>10</b>	48,27	8,97	8,60	21.110,60	437,34	<b>66.421,11</b>
<b>11</b>	47,18	8,97	8,60	19.468,94	412,65	<b>63.002,53</b>
<b>12</b>	46,09	8,97	8,60	17.219,53	373,61	<b>57.840,06</b>
<b>13</b>	41,04	8,97	8,60	15.879,69	386,93	<b>54.502,29</b>
<b>14</b>	38,24	8,97	8,60	13.108,23	342,79	<b>46.975,38</b>
<b>15</b>	41,76	8,97	8,60	11.691,44	279,97	<b>42.803,30</b>
<b>16</b>	37,80	8,97	8,60	10.055,52	266,02	<b>37.713,06</b>
<b>17</b>	41,76	8,97	8,60	8.870,49	212,42	<b>33.843,08</b>
<b>18</b>	20,82	8,97	8,60	6.500,21	312,21	<b>25.641,84</b>
<b>19</b>	27,92	8,97	8,60	3.727,19	133,50	<b>15.267,74</b>
<b>20</b>	24,63	10,79	10,42	2.438,12	98,99	<b>12.432,56</b>

Tabella 41: Momento Resistente della Torre Civica di Lonato (BS)

Il Momento sollecitante  $M_{ed}$  viene valutato applicando alla mensola una distribuzione lineare in altezza di forze orizzontali  $F_i$ , valutate a partire dalla pericolosità sismica del sito. Tali azioni debbono essere applicate nel baricentro di ogni concio e determinate con la seguente espressione:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} (0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg}) = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h \quad (2.6)$$

Dove:

$W_i$  e  $W_k$  = peso del concio i-esimo e k-esimo;

$z_i$  e  $z_k$  = quota del baricentro del concio i-esimo e k-esimo rispetto alla fondazione;

$S_d(T_1)$  = ordinata dello spettro di risposta di progetto determinata a partire dallo spettro elastico diviso per un fattore di struttura  $q$  (nel caso in esame pari a 2,5);

$T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della torre nella direzione di calcolo;

$g$  = accelerazione di gravità;

$W = \sum W_i$  è il peso complessivo della struttura;

$F_h = (0,85S_d(T_1) \frac{W}{qg})$  si assume che per una torre il periodo fondamentale sia sempre maggiore di  $T_B$ , periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Deve quindi essere stimato il valore di  $T_1$  che, secondo le NTC 2008, può essere calcolato in assenza di specifiche informazioni, con la formula:

$$T_1 = 0,05H^{0,75} \quad (2.7)$$

Viene presa in esame un'altra modalità di calcolo di  $T_1$  tramite la quale si giunge alla determinazione dei seguenti valori:

Periodo Proprio di oscillazione	
$T_1 = 0,05H^{0,75}$	<b>1,01*</b>
$T_1 = 0,013H^{1,10}$	1,06

Tabella 42: Periodo proprio di oscillazione della Torre Civica di Lonato (BS)

\*Il periodo di oscillazione è stato calcolato utilizzando una formula che le NTC 2008 impiegano per edifici di altezza inferiore ai 40 m, nonostante l'edificio in analisi abbia un'altezza nettamente superiore.

$\gamma$  = peso per unità di volume;

$l = H$  = altezza;

$\rho = \frac{J}{A}$  = momento di inerzia in rapporto con  $A$ ;

$E$  = modulo elastico;

Una volta calcolato il periodo proprio di oscillazione, utilizzando lo spettro di risposta precedentemente determinato si individua il valore di  $S_d(T_1)$ :

Poiché  $T_C \leq T_1 \leq T_D$  si avrà:

$$S_d(T_1) = a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_C}{T_1} \right) = 0,179g \times 1,2 \times 1,747 \times 1 \times 2,472 \times \left( \frac{0,389}{1,01} \right) = 1,999 \text{ m/s}^2$$

$$F_h = \left( 0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg} \right) = \left( 0,85 \times 1,999 \times \frac{51.733,42}{2,5 \times 9,8} \right) = 3588,16 \text{ kN}$$

N. Sezione	Quota $z_i$	Altezza Sezione	Peso complessivo sezione $W_i$	Peso Complessivo cumulativo $\Sigma w_i$	$W_i \times z_i$ (nel baricentro)	$F_i$ (forza sismica)
	m	m	kN	kN	kNm	kN
1	0,00	6,41	12.287,40	51.733,42	39.381,11	129,88
2	6,41	3,91	5.629,09	39.446,02	47.087,32	155,29
3	10,32	2,22	2.121,23	33.816,93	24.245,68	79,96
4	12,54	1,94	1.850,00	31.695,70	24.993,55	82,43
5	14,48	1,31	1.315,14	29.845,70	19.904,65	65,65
6	15,79	1,63	1.395,82	28.530,56	23.177,56	76,44
7	17,42	2,17	2.139,65	27.134,74	39.594,24	130,58
8	19,59	2,18	1.934,73	24.995,09	40.010,18	131,95
9	21,77	1,94	1.949,76	23.060,36	44.337,57	146,23
10	23,71	1,79	1.641,66	21.110,60	40.393,11	133,22
11	25,50	2,41	2.249,41	19.468,94	60.070,39	198,11
12	27,91	1,53	1.339,84	17.219,53	38.419,81	126,71
13	29,44	3,34	2.771,47	15.879,69	86.220,29	284,35
14	32,78	1,95	1.416,79	13.108,23	47.823,81	157,72
15	34,73	1,86	1.635,91	11.691,44	58.336,60	192,39
16	36,59	1,65	1.185,03	10.055,52	44.337,90	146,23
17	38,24	2,70	2.370,29	8.870,49	93.839,70	309,48
18	40,94	7,01	2.773,02	6.500,21	123.246,69	406,47
19	47,95	2,43	1.289,07	3.727,19	63.376,95	209,02
20	50,38	5,21	2.438,12	2.438,12	129.183,98	426,05
						<b>3.588,16</b>

Tabella 43: Forze Statiche Equivalenti della Torre Civica di Lonato (BS)

La somma delle forze sismiche agenti in corrispondenza del baricentro di ciascuna sezione è pari al taglio alla base  $F_h$ .

Nota l'entità delle forze sismiche è possibile calcolare la risultante agente nell' $i$ -esima sezione di verifica:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} \left( 0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg} \right) = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h \quad (2.8)$$

Si calcola infine la quota  $z_{hi}$  del punto di applicazione della risultante  $F_{hi}$ :

$$z_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k^2}{\sum_{k=i}^n W_k z_k} \quad (2.9)$$

Si ricava il valore del momento sollecitante  $M_{ed}$ .

Dove:

$z_i^*$  è la quota della  $i$ -esima sezione di verifica rispetto alla base:

$z_k$  è la quota del baricentro della massa del  $k$ -esimo settore rispetto alla base, avente peso  $W_k$ .

$$M_{ed} = F_{hi} (z_{hi} - z_i^*) \quad (2.10)$$

<b>N. Sezione</b>	<b><math>W_i \times z_i</math> (cumulativa)</b>	<b><math>F_{hi}</math></b>	<b><math>W_i \times z_i^2</math> (nel baricentro)</b>	<b><math>W_i \times z_i^2</math> (cumulativa)</b>	<b><math>z_{hi}</math></b>	<b><math>M_{ed}</math></b>
	<b>kNm</b>	<b>kN</b>	<b>kNm<sup>2</sup></b>	<b>kNm<sup>2</sup></b>	<b>m</b>	<b>kNm</b>
<b>1</b>	1.087.981,08	3.588,16	126.216,47	35.278.436,97	32,43	116.348,31
<b>2</b>	1.048.599,97	3.458,28	393.885,46	35.152.220,50	33,52	93.764,45
<b>3</b>	1.001.512,65	3.302,99	277.128,17	34.758.335,04	34,71	80.546,16
<b>4</b>	977.266,96	3.223,03	337.662,81	34.481.206,87	35,28	73.302,28
<b>5</b>	952.273,42	3.140,60	301.256,81	34.143.544,07	35,85	67.129,57
<b>6</b>	932.368,77	3.074,95	384.863,32	33.842.287,26	36,30	63.058,38
<b>7</b>	909.191,22	2.998,51	732.691,38	33.457.423,94	36,80	58.108,51
<b>8</b>	869.596,98	2.867,93	827.410,51	32.724.732,56	37,63	51.743,41
<b>9</b>	829.586,80	2.735,98	1.008.236,23	31.897.322,06	38,45	45.635,15
<b>10</b>	785.249,23	2.589,75	993.872,49	30.889.085,83	39,34	40.469,19
<b>11</b>	744.856,12	2.456,54	1.604.179,83	29.895.213,34	40,14	35.952,77
<b>12</b>	684.785,73	2.258,42	1.101.687,93	28.291.033,50	41,31	30.271,24
<b>13</b>	646.365,92	2.131,72	2.682.313,18	27.189.345,57	42,06	26.912,78
<b>14</b>	560.145,63	1.847,36	1.614.292,84	24.507.032,39	43,75	20.267,73
<b>15</b>	512.321,82	1.689,64	2.080.283,17	22.892.739,55	44,68	16.819,15
<b>16</b>	453.985,22	1.497,24	1.658.902,43	20.812.456,38	45,84	13.855,35
<b>17</b>	409.647,32	1.351,02	3.715.113,80	19.153.553,94	46,76	11.505,54
<b>18</b>	315.807,62	1.041,53	5.477.699,01	15.438.440,14	48,89	8.275,59
<b>19</b>	192.560,93	635,07	3.115.927,72	9.960.741,13	51,73	2.399,11
<b>20</b>	129.183,98	426,05	6.844.813,41	6.844.813,41	52,99	1.109,86

Tabella 44: Momento Sollecitante della Torre Civica di Lonato (BS)

Si traccia quindi la curva di resistenza in cui viene evidenziato l'andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della torre.

<b>N. Sezione</b>	<b>M<sub>ed</sub></b>	<b>M<sub>rd</sub></b>	<b>Verifica ( M<sub>ed</sub> &lt; M<sub>rd</sub>)</b>
	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>/</b>
<b>1</b>	116.348,31	157.055,39	<b>VERIFICATO</b>
<b>2</b>	93.764,45	114.523,76	<b>VERIFICATO</b>
<b>3</b>	80.546,16	82.917,73	<b>VERIFICATO</b>
<b>4</b>	73.302,28	81.390,78	<b>VERIFICATO</b>
<b>5</b>	67.129,57	79.657,59	<b>VERIFICATO</b>
<b>6</b>	63.058,38	78.198,00	<b>VERIFICATO</b>
<b>7</b>	58.108,51	76.442,09	<b>VERIFICATO</b>
<b>8</b>	51.743,41	73.337,05	<b>VERIFICATO</b>
<b>9</b>	45.635,15	70.098,61	<b>VERIFICATO</b>
<b>10</b>	40.469,19	66.421,11	<b>VERIFICATO</b>
<b>11</b>	35.952,77	63.002,53	<b>VERIFICATO</b>
<b>12</b>	30.271,24	57.840,06	<b>VERIFICATO</b>
<b>13</b>	26.912,78	54.502,29	<b>VERIFICATO</b>
<b>14</b>	20.267,73	46.975,38	<b>VERIFICATO</b>
<b>15</b>	16.819,15	42.803,30	<b>VERIFICATO</b>
<b>16</b>	13.855,35	37.713,06	<b>VERIFICATO</b>
<b>17</b>	11.505,54	33.843,08	<b>VERIFICATO</b>
<b>18</b>	8.275,59	25.641,84	<b>VERIFICATO</b>
<b>19</b>	2.399,11	15.267,74	<b>VERIFICATO</b>
<b>20</b>	1.109,86	12.432,56	<b>VERIFICATO</b>

Tabella 45: Verifica di resistenza della Torre Civica di Lonato (BS)

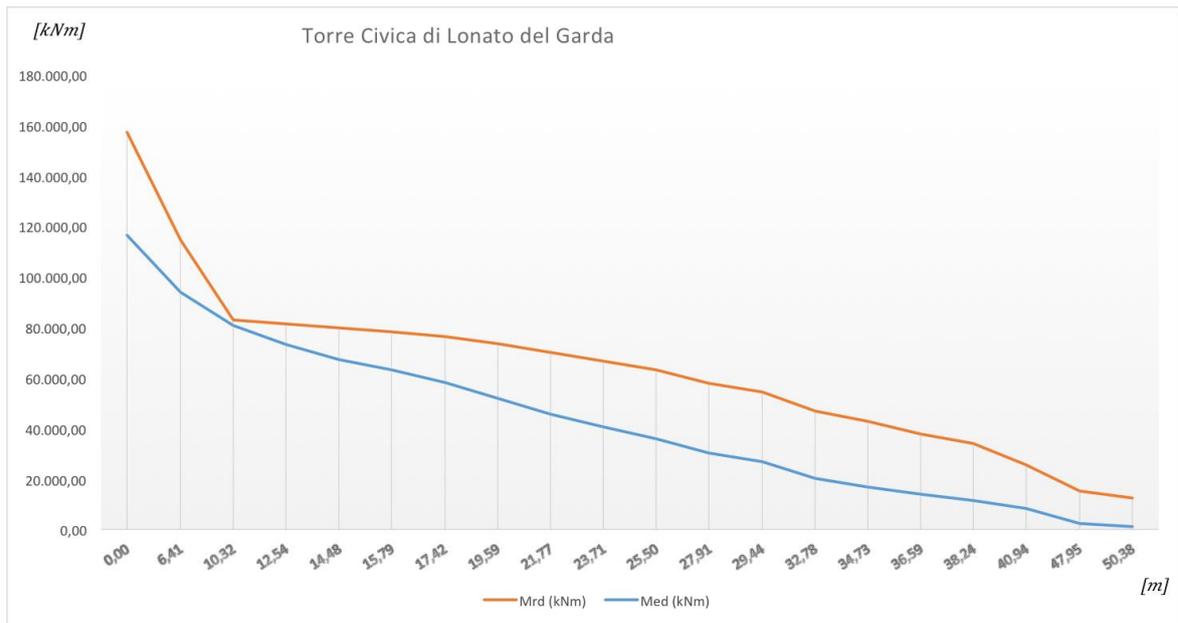
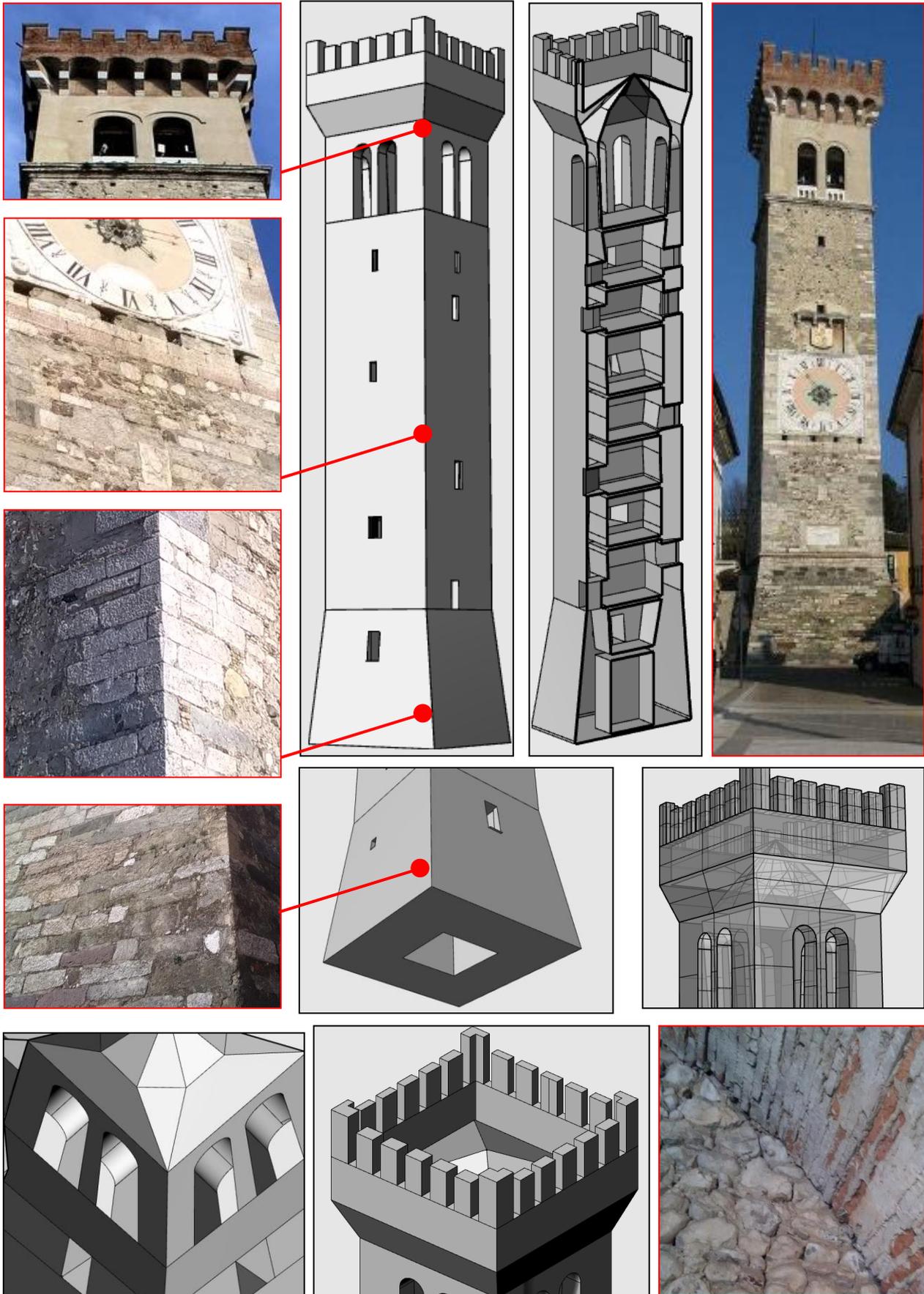


Figura 25: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della Torre Civica di Lonato

L'analisi mostra che in corrispondenza della sezione 3 a quota di 10,32 m la verifica di resistenza risulta per poco soddisfatta. Ciò è probabilmente legato al cambio di sezione rispetto al basamento.

### 2.1.5 Modellazione 3D: Torre Civica di Lonato



## 2.2 Torre Isolata con pianta circolare: Torre di San Martino della Battaglia

La Torre di San Martino della Battaglia si trova nella frazione di San Martino della Battaglia, nel comune di Desenzano del Garda in provincia di Brescia.

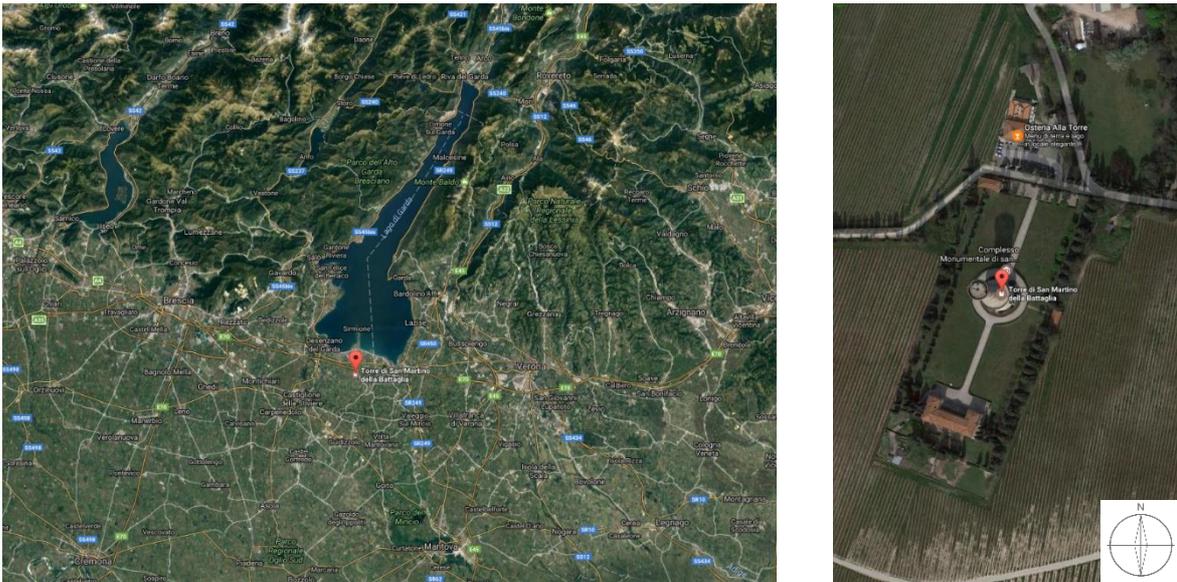


Figura 26: Inquadramento geografico della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

### 2.2.1 Indagine conoscitiva

La Torre di San Martino della Battaglia è un monumento Nazionale costruito nel **1880** e inaugurato il 15 ottobre 1893. Fu eretto per onorare la memoria di Vittorio Emanuele II e di coloro che combatterono per l'Indipendenza e l'Unità d' Italia nelle guerre dal 1848 al 1870. La torre ha un'altezza complessiva pari a circa **64 metri** e alla base presenta un tamburo cilindrico rastremato, coronato da merli che misura 22,80 m di diametro per un'altezza pari a 19,80 m. Da questo tamburo spicca il maschio della torre che è pure cilindrico rastremato e ha un diametro di 13 m in basso sino



ad 11,40 m all'estremo superiore. Con i medaglioni che sostengono le merlature, la torre torna poi ad allargarsi in modo che il diametro del terrazzo risulti essere pari a 13,90 m. La torre, adibita ad oggi a museo, internamente presenta un percorso che si snoda dalla sala di ingresso fino alla piattaforma superiore ed è caratterizzato dalla presenza di statue di bronzo ed affreschi di pregio artistico che rievocano fatti e protagonisti del periodo risorgimentale. La torre ha uno sviluppo interno di 490 m per una altezza di 64 m e al centro della piattaforma superiore, difesa da mura merlata, si erge l'asta per la bandiera ed un grande faro che nella notte irradia i colori della bandiera. In generale, quindi, la sua configurazione strutturale è quella di un edificio di forma cilindrica con basamento a tamburo, scala con livelli intermedi, terrazza aggettante e muri perimetrali in muratura portante. Per comprendere maggiormente la tipologia strutturale della torre, da utilizzare poi come modello per l'analisi sismica, sono state realizzate planimetrie, prospetti e sezioni. Tale rielaborazione è stata possibile anche grazie al contributo della sede amministrativa della torre di San Martino che ha fornito le rilevazioni laser eseguite in occasione del restauro avvenuto nel 2011.

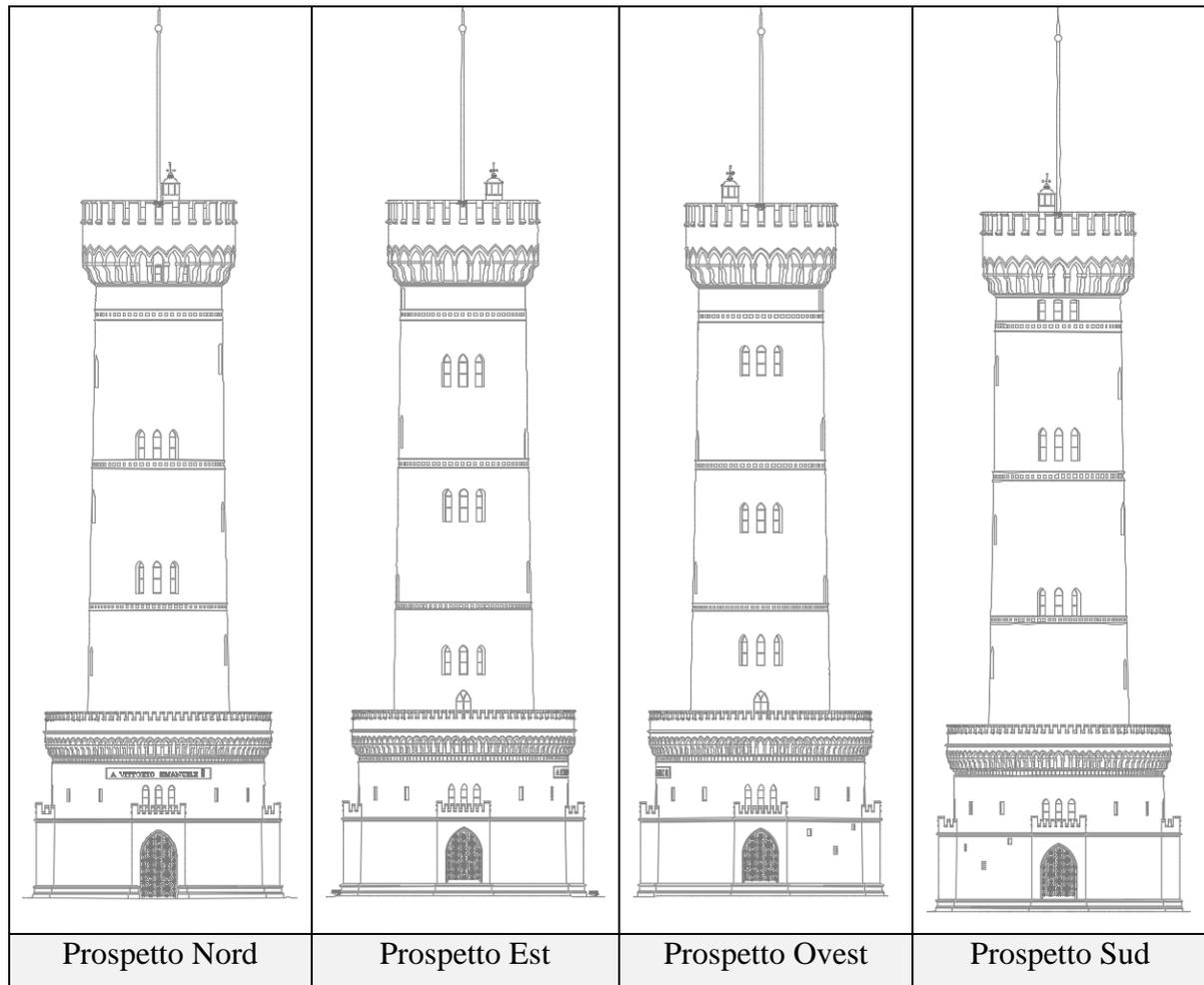


Tabella 46: Prospetti della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

## 2.2.2 Materiali da costruzione

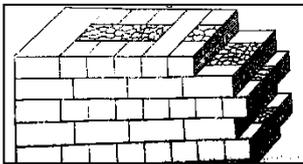
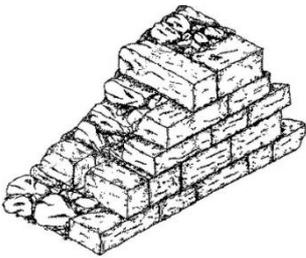
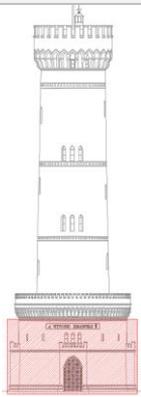
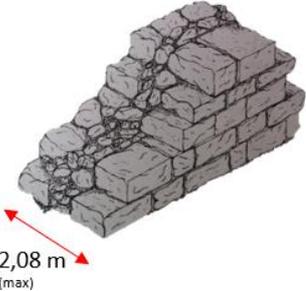
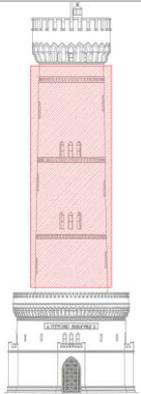
È stato possibile identificare i materiali impiegati per la torre di San Martino grazie alla documentazione fornita dalla sede amministrativa della torre, la quale ha fornito una relazione finale d'intervento [10] relativa al restauro e quindi i dettagli inerenti l'intervento conservativo che ha interessato il paramento esterno in cotto, pietra di Sarnico, Rosso di Verona o pietra di Vicenza, le pareti interne, le superfici decorate, gli elementi in ferro, le finestre, i busti e gli ambienti della nuova e vecchia armeria. È possibile, quindi, identificare facilmente questi elementi, ma non altrettanto semplice è la determinazione della effettiva stratigrafia muraria che, non potendo effettuare carotaggi o prove di carattere distruttivo, viene ipotizzata in base ai dati che la letteratura fornisce.

Documentazione Fotografica	Descrizione
	<p>Le merlature e le fasce decorative presentano paramento in cotto, o meglio uno strato di laterizio sia interno che esterno, interconnesso da giunti di malta in buono stato di conservazione, visti anche i restauri avvenuti nell'anno 2011.</p>
	<p>In corrispondenza della sommità delle merlature del tamburo e del fusto della torre di San Martino è presente un paramento in pietra di Vicenza.</p>
	<p>La base del tamburo della torre presenta un paramento in pietra di Verona che mostra una tessitura decisamente più regolare rispetto alla tessitura del fusto.</p>
	<p>Il fusto della torre di San Martino è caratterizzato da un paramento esterno in pietra di Sarnico, con una tessitura visibilmente irregolare.</p>

Tabella 47: Materiali da costruzione della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

La presenza di questi paramenti, sia esterni che interni, oltre all'elevato spessore murario, è sicuramente indice della presenza di un nucleo interno. Nel momento in cui debbono

essere stabilite le caratteristiche meccaniche della muratura in esame si dovrà tenere in considerazione questa analisi qualitativa. La determinazione della tipologia di stratigrafia impiegata per la Torre di San Martino ha rivelato delle maggiori difficoltà date dalla presenza di paramento interno intonacato ed imbiancato, il quale non ha concesso una verifica visiva dello strato più interno. Anche in tal caso, vista la datazione della torre (1880), si è ricorsi alla letteratura [7] per comprendere quale stratigrafia sia stata impiegata per tale struttura.

Stratigrafia	Descrizione	Collocazione
 	 <p>Paramento in pietra di Verona.</p> <p>Lo spessore del muro non raggiunge il metro ed è verosimile che, esternamente ed internamente, vi sia un rivestimento in pietra da taglio ed il resto si compie in pietrame o mattoni.</p>	
 <p>2,08 m (max)</p>	 <p>Paramento in pietra di Sarnico esterno e paramento interno in pietra da taglio con riempimento in pietrame o mattoni.</p>	

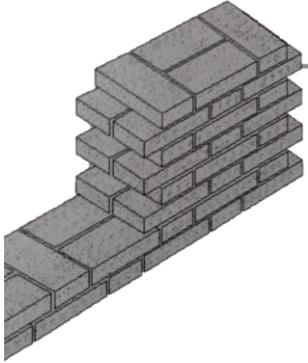
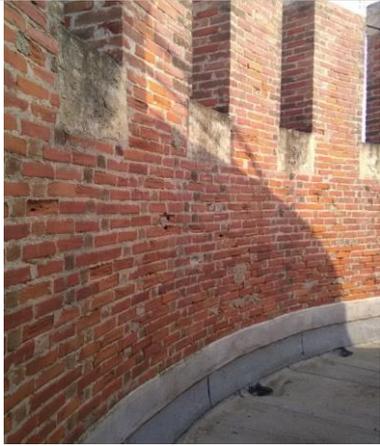
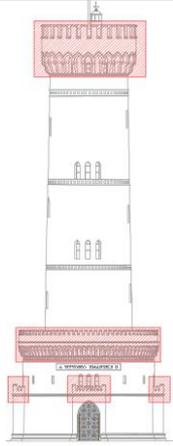
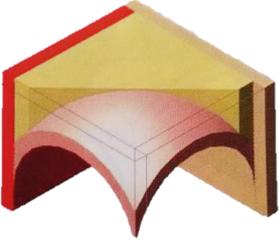
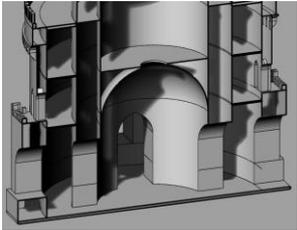
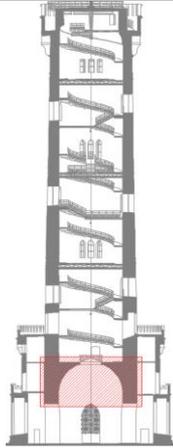
	 <p>Paramenti di merlature ed elementi decorativi in laterizio.</p>	
 	 <p>Volta a vela con riempimento e probabile presenza di frenelli.</p>	

Tabella 48: Dettagli stratigrafia muraria della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

Tali caratteristiche meccaniche, così come per ciascuna torre in esame, vengono definite basandosi sull'incrocio di più dati riferiti a prove effettivamente realizzate su paramenti murari o dati riferiti a letteratura esistente raccolti nei seguenti punti:

- Database denominato **“Niker Catalogue”** realizzato da docenti del Politecnico di Milano:

Stone Masonry (Multi-leaf)			
Pre-intervention Parameters			
Property	Symbol	Units	Range of Values
Displacement capacity	$\psi$	[%]	0.40 – 0.45
Equivalent viscous damping	$\zeta$	[%]	19.10 – 19.10
Max. Horizontal Force	$F_{hmax}$	[kN]	55.70 – 93.50
Apparent density	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	no values defined
Ultimate loads	Q	[kN]	283.35 – 415.89
Onset of cracking	$\sigma_{cr}$	[Mpa]	0.15 – 2.90
Peak Strain	$\varepsilon$	[x 10 <sup>(-3)</sup> ]	4.40 – 6.20
Elastic modulus	E	[N/mm <sup>2</sup> ]	167.00 – 5200.00
Shear modulus	G	[N/mm <sup>2</sup> ]	8.00 – 837.00
<b>Compressive strength</b>	<b><math>f_d</math></b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>0.21 – 15.32</b>
Shear Strength	$f_v$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.57 – 4.37
Initial shear strength	$f_{v0}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.029 – 0.37
Tensile strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.055 – 0.055
Ductility	$\mu$	[-]	no values defined
Energy dissipation capacity	$E_{dis}/E_{inp}$	[%]	46.00 – 46.00

Tabella 49: Parametri muratura della Torre di San Martino della Battaglia (BS) da Niker Catalogue

Component Parameters				
Component	Property	Symbol	Units	Range of Values
Stone	Apparent density	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	2642.00 – 2665.00
Mortar	Compressive strength	$f_d$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.80 – 11.37
Stone	Compressive strength	$f_d$	[N/mm <sup>2</sup> ]	17.60 – 189.90
Mortar	Elastic modulus	E	[N/mm <sup>2</sup> ]	2475.00 – 4700.00
Stone	Elastic modulus	E	[N/mm <sup>2</sup> ]	8526.00 – 80100.00
Stone	Open porosity	$p_o$	[%]	1.20 – 1.40
Mortar	Poisson's Ratio	$\nu$	[-]	0.27 – 0.27
Stone	Porosity	$\phi$	[%]	8.30 – 15.00
Stone	Real density	$\rho_r$	[kg/m <sup>3</sup> ]	2405.00 – 3104.00
Mortar	Tensile strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.40 – 2.39
Stone	Tensile strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.06 – 29.60
Stone	Poisson's Ratio	$\nu$	[-]	0.090 – 0.21

Tabella 50: Parametri muratura della Torre di San Martino della Battaglia (BS) da Niker Catalogue

\*Sono stati considerati dei parametri relativi ad una muratura sulla quale non sono stati effettuati interventi di consolidamento o risanamento.

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura

$$f_d = 4150 \text{ kN/m}^2$$

$$W = \text{peso specifico} = 20 \text{ kN/m}^3 = 20000 \text{ N/m}^3$$

$$E = 1020 \text{ N/mm}^2 = 1020000000 \text{ N/m}^2$$

$$G = 340 \text{ N/mm}^2 = 340000000 \text{ N/m}^2$$

Nel caso della torre di San Martino viene quindi utilizzata una muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno.

### 2.2.3 Azione Sismica: determinazione dello spettro di risposta

Per effettuare il calcolo dello spettro di risposta è necessario imporre alcune condizioni stabilite dalla NTC 2008 [8], la quale illustra il procedimento dettagliato.

Viene utilizzato il foglio di calcolo Excel pre-impostato **Spettri-NTC**.

<b>Nazione</b>	Italia
<b>Regione</b>	Lombardia
<b>Comune</b>	Desenzano del Garda (BS)

#### Vita Nominale $V_N$

Deve essere determinata la vita nominale  $V_N$ , intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Va determinata in base alla tabella sottostante:

Tipi di costruzione		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Figura 28: Vita Nominale  $V_N$  della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008

Si sceglie una  $V_N$  pari a 50.

### Classe d'uso $C_U$

Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

Figura 29: Classi d'uso e coefficienti  $C_U$  per la Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008

### Vita di Riferimento $V_R$

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50$$

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \quad (2.11)$$

### Stati limite e Probabilità di superamento $P_{VR}$

Gli stati limite sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, è riportato nella tabella 3.2.1 NTC-08:

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

Figura 30: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento - NTC 2008

### Periodo di ritorno $T_R$

Stato Limite	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_C^*$ (s)	$P_{VR}$ (%)
SLO	30	0,041	2,567	0,230	81%
SLD	50	0,056	2,491	0,246	63%
SLV	475	0,158	2,455	0,275	10%
SLC	975	0,205	2,491	0,278	5%

Tabella 51: Parametri della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Coefficiente  $C_U=1$ 

Stato Limite	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_C^*$ (s)	$P_{VR}$ (%)
SLO	45	0,053	2,506	0,242	81%
SLD	75	0,069	2,495	0,252	63%
SLV	712	0,183	2,475	0,277	10%
SLC	1462	0,237	2,457	0,283	5%

Tabella 52: Parametri della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Coefficiente  $C_U=1,5$ 

$a_g$  = 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.

### Categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo si è reso necessario risalire a documentazione esistente che riporti le variabili e i dettagli tecnici inerenti al terreno del comune di Desenzano del Garda [11]. L'indagine viene effettuata nell'anno 2010 a partire dalla quota del p.c. di riferimento (sede stradale del Lungolago Cesare Battisti) ove possono essere individuate le seguenti unità sismo-stratigrafiche:

Denominazione	Spessore	$V_s$
Materiali di riporto da mediamente a scarsamente addensati	~3-5 m	~150-250 m/sec
Depositi lacustri da scarsamente a mediamente addensate o da scarsamente a mediamente consistenti	~1-2 m	~120-180 m/sec
Depositi argilloso limosi o limoso-argillosi da scarsamente a mediamente consistenti	5-7 m	~180-200 m/sec
Depositi argilloso limosi o limoso-argillosi da mediamente consistenti a consistenti	>20 m	~280-300 m/sec

Figura 31: Dati tecnici del suolo del comune di Desenzano del Garda

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessaria una analisi semplificata relativa alla tipologia di sottosuolo. In particolare la NTC 2008 fornisce 5 categorie principali e 2 aggiuntive.

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categoria	Descrizione
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Figura 32: Categoria di sottosuolo della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008

Quindi, si definisce la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S,30}$  attraverso la seguente espressione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad [\text{m/s}] \quad (2.12)$$

Dalle analisi riportate applicando il DM 2008 e tenuto conto dei dati sismo-stratigrafici relativi ai terreni di interesse emerge il seguente responso:

Valori di $V_{S,30}$	Categoria di sottosuolo
~230-250 m/sec	C

Figura 33: Velocità equivalente delle onde di taglio e categoria di sottosuolo della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

Categoria sottosuolo	SS	CC
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{E,0}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{E,0}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{E,0}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{E,0}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 34: Parametri SS e CC per la Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008

Ai fini dell'analisi verrà preso in considerazione SLV.

### Categoria Topografica

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 35: Categoria topografica della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008

Per il sito di progetto, sub-pianeggiante, si potrà tenere conto di una categoria topografica **T1**.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

Figura 36: Valore del coefficiente di amplificazione topografica della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - NTC 2008

Figura 37: Parametri del suolo estratti dal foglio di calcolo per la determinazione dello spettro sismico della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

## Fattore di Struttura

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto delle non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (2.13)$$

$q_0$  = è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  dove:

$\alpha_1$  = è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

$\alpha_u =$  è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Tale rapporto non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5. Qualora non si proceda ad una dettagliata analisi statica non lineare si faccia riferimento ai seguenti valori:

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

Tabella 53: Valori di riferimento per il rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  (8)

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo Gerarchia delle Resistenze	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$

Tabella 54: Valore massimo del fattore di struttura (8)

$K_R =$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La Torre di San Martino risulta essere regolare in altezza per cui verrà utilizzato  $K_R = 1$ .

Quindi assumeremo un fattore di struttura pari a:

$$\mathbf{q} = q_0 \times K_R = 2,0 \alpha_u/\alpha_1 \times 1 = 2,0 \times 1,8 \times 1 = \mathbf{3,6} \quad (2.14)$$

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  utilizzato è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .

Per il caso in esame si assume, pertanto,  $q = 1,5$ .

Quanto appena discusso, relativamente il fattore di struttura, si riferisce a “moderne” murature in ottimo stato di conservazione e non a murature a sacco, come nel caso della Torre di San Martino. Per questo motivo è essenziale approfondire tale tematica introducendo un fattore di struttura che si adatti maggiormente alle caratteristiche della struttura in esame per evitare un sovradimensionamento del momento resistente. Risulta indispensabile, quindi, prendere in esame murature “storiche”. È tuttavia fondamentale sottolineare il fatto che, data la complessità del comportamento reale di tali strutture, il progetto e l’analisi strutturale richiedono spesso l’introduzione di notevoli semplificazioni.

Si decide di utilizzare un fattore di struttura pari a **2,7**.

Una volta raccolte tutte le informazioni di progetto è possibile ricavare lo spettro di risposta per ciascuno stato limite voluto (SLV).

### Spettro di Risposta SLV

Compon. orizzontale			
<input checked="" type="radio"/> Spettro di progetto elastico (SLE)	Smorzamento $\xi$ (%)	5	$\eta =$ 1.000 info
<input type="radio"/> Spettro di progetto inelastico (SLU)	Fattore $q_0$	2.7	Regol. in altezza sì info

Figura 38: Fattore di struttura delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

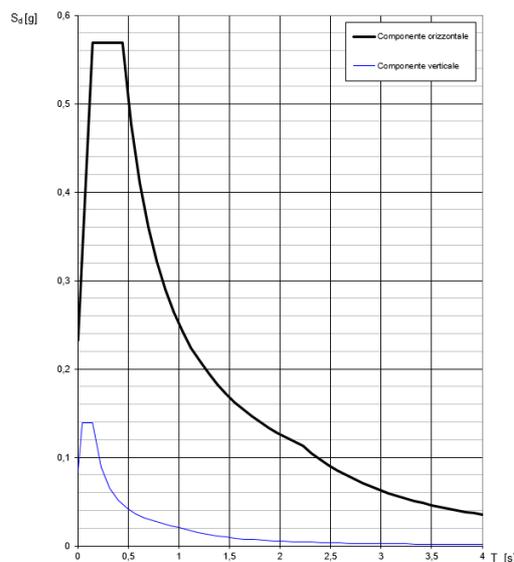


Figura 39 Spettro di Risposta Elastico Desenzano del Garda (BS)

Componente Orizzontale		Componente Verticale																																	
<b>Parametri indipendenti</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>a_z</math></td> <td>0,158 g</td> </tr> <tr> <td><math>F_z</math></td> <td>2,455</td> </tr> <tr> <td><math>T_c</math></td> <td>0,275 s</td> </tr> <tr> <td><math>S_z</math></td> <td>1,467</td> </tr> <tr> <td><math>C_c</math></td> <td>1,607</td> </tr> <tr> <td><math>S_T</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>q</math></td> <td>1,000</td> </tr> </tbody> </table>		STATO LIMITE	SLV	$a_z$	0,158 g	$F_z$	2,455	$T_c$	0,275 s	$S_z$	1,467	$C_c$	1,607	$S_T$	1,000	$q$	1,000	<b>Parametri indipendenti</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>a_{zv}</math></td> <td>0,085 g</td> </tr> <tr> <td><math>S_z</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>S_T</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>q</math></td> <td>1,500</td> </tr> <tr> <td><math>T_E</math></td> <td>0,050 s</td> </tr> <tr> <td><math>T_c</math></td> <td>0,150 s</td> </tr> <tr> <td><math>T_D</math></td> <td>1,000 s</td> </tr> </tbody> </table>		STATO LIMITE	SLV	$a_{zv}$	0,085 g	$S_z$	1,000	$S_T$	1,000	$q$	1,500	$T_E$	0,050 s	$T_c$	0,150 s	$T_D$	1,000 s
STATO LIMITE	SLV																																		
$a_z$	0,158 g																																		
$F_z$	2,455																																		
$T_c$	0,275 s																																		
$S_z$	1,467																																		
$C_c$	1,607																																		
$S_T$	1,000																																		
$q$	1,000																																		
STATO LIMITE	SLV																																		
$a_{zv}$	0,085 g																																		
$S_z$	1,000																																		
$S_T$	1,000																																		
$q$	1,500																																		
$T_E$	0,050 s																																		
$T_c$	0,150 s																																		
$T_D$	1,000 s																																		
<b>Parametri dipendenti</b> <table border="1"> <tbody> <tr> <td><math>S</math></td> <td>1,467</td> </tr> <tr> <td><math>\eta</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>T_E</math></td> <td>0,148 s</td> </tr> <tr> <td><math>T_c</math></td> <td>0,443 s</td> </tr> <tr> <td><math>T_D</math></td> <td>2,232 s</td> </tr> </tbody> </table>		$S$	1,467	$\eta$	1,000	$T_E$	0,148 s	$T_c$	0,443 s	$T_D$	2,232 s	<b>Parametri dipendenti</b> <table border="1"> <tbody> <tr> <td><math>F_v</math></td> <td>1,317</td> </tr> <tr> <td><math>S</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>\eta</math></td> <td>0,667</td> </tr> </tbody> </table>		$F_v$	1,317	$S$	1,000	$\eta$	0,667																
$S$	1,467																																		
$\eta$	1,000																																		
$T_E$	0,148 s																																		
$T_c$	0,443 s																																		
$T_D$	2,232 s																																		
$F_v$	1,317																																		
$S$	1,000																																		
$\eta$	0,667																																		
<b>Espressioni dei parametri dipendenti</b> $S = S_z \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5) $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55$ ; $\eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5) $T_E = T_c / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8) $T_c = C_c \cdot T_c^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7) $T_D = 4,0 \cdot a_z / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)		<b>Espressioni dei parametri dipendenti</b> $S = S_z \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5) $\eta = 1/q$ (NTC-08 §. 3.2.3.5) $F_v = 1,35 \cdot F_z \cdot \left(\frac{a_z}{g}\right)^{0,5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)																																	
<b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2)		<b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 E																																	
$0 \leq T < T_E$ $S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left[ \frac{T}{T_E} + \frac{1}{\eta \cdot F_c} \left( 1 - \frac{T}{T_E} \right) \right]$		$0 \leq T < T_E$ $S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left[ \frac{T}{T_E} + \frac{1}{\eta \cdot F_c} \left( 1 - \frac{T}{T_E} \right) \right]$																																	
$T_E \leq T < T_c$ $S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$		$T_E \leq T < T_c$ $S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$																																	
$T_c \leq T < T_D$ $S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$		$T_c \leq T < T_D$ $S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$																																	
$T_D \leq T$ $S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$		$T_D \leq T$ $S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$																																	

Tabella 55: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS) –  $C_U=1$

Componente Orizzontale		Componente Verticali	
T (s)	Se (g)	T (s)	Se (g)
0,000	0,232	0,000	0,085
0,148	0,569	0,050	0,139
0,443	0,569	0,150	0,139
0,528	0,477	0,235	0,089
0,613	0,411	0,320	0,065
0,698	0,361	0,405	0,051
0,783	0,322	0,490	0,042
0,869	0,290	0,575	0,036
0,954	0,264	0,660	0,032
1,039	0,242	0,745	0,028
1,124	0,224	0,830	0,025
1,209	0,208	0,915	0,023
1,295	0,195	1,000	0,021

1,380	0,183		1,094	0,017
1,465	0,172		1,188	0,015
1,550	0,162		1,281	0,013
1,635	0,154		1,375	0,011
1,721	0,146		1,469	0,010
1,806	0,139		1,563	0,009
1,891	0,133		1,656	0,008
1,976	0,127		1,750	0,007
2,061	0,122		1,844	0,006
2,147	0,117		1,938	0,006
2,232	0,113		2,031	0,005
2,316	0,105		2,125	0,005
2,400	0,098		2,219	0,004
2,484	0,091		2,313	0,004
2,569	0,085		2,406	0,004
2,653	0,080		2,500	0,003
2,737	0,075		2,594	0,003
2,821	0,071		2,688	0,003
2,905	0,067		2,781	0,003
2,990	0,063		2,875	0,003
3,074	0,059		2,969	0,002
3,158	0,056		3,063	0,002
3,242	0,053		3,156	0,002
3,326	0,051		3,250	0,002
3,411	0,048		3,344	0,002
3,495	0,046		3,438	0,002
3,579	0,044		3,531	0,002
3,663	0,042		3,625	0,002
3,747	0,040		3,719	0,002
3,832	0,038		3,813	0,001
3,916	0,037		3,906	0,001
4,000	0,035		4,000	0,001

Tabella 56: Parametri  $T(s)$  e  $Se(g)$  componente orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS) -  $Cu = 1$

Viene proposto un secondo spettro di risposta in cui viene considerata una classe d'uso corrispondente ad un valore di 1,5, dato dalla costante visita della Torre, ad oggi adibita a museo storico (40.000 visitatori annui). Da ciò ne derivano nuovi dati di analisi:

Componente Orizzontale	Componente Verticale																																																
<p><b>Parametri indipendenti</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>a_g</math></td> <td>0,183 g</td> </tr> <tr> <td><math>F_g</math></td> <td>2,475</td> </tr> <tr> <td><math>T_c</math></td> <td>0,277 s</td> </tr> <tr> <td><math>S_s</math></td> <td>1,428</td> </tr> <tr> <td><math>C_c</math></td> <td>1,605</td> </tr> <tr> <td><math>S_T</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>q</math></td> <td>1,000</td> </tr> </tbody> </table> <p><b>Parametri dipendenti</b></p> <table border="1"> <tbody> <tr> <td><math>S</math></td> <td>1,428</td> </tr> <tr> <td><math>\eta</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>T_B</math></td> <td>0,148 s</td> </tr> <tr> <td><math>T_C</math></td> <td>0,444 s</td> </tr> <tr> <td><math>T_D</math></td> <td>2,331 s</td> </tr> </tbody> </table> <p><b>Espressioni dei parametri dipendenti</b></p> $S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$ $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$ $T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$ $T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$ $T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$ <p><b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2.4)</p> $0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot \xi} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$ $T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g$ $T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$ $T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$ <p>Lo spettro di progetto <math>S_s(T)</math> per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico <math>S_e(T)</math> sostituendo <math>\eta</math> con <math>\eta q</math>, dove <math>q</math> è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)</p>	STATO LIMITE	SLV	$a_g$	0,183 g	$F_g$	2,475	$T_c$	0,277 s	$S_s$	1,428	$C_c$	1,605	$S_T$	1,000	$q$	1,000	$S$	1,428	$\eta$	1,000	$T_B$	0,148 s	$T_C$	0,444 s	$T_D$	2,331 s	<p><b>Parametri indipendenti</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>a_{gv}</math></td> <td>0,106 g</td> </tr> <tr> <td><math>S_S</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>S_T</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>q</math></td> <td>1,500</td> </tr> <tr> <td><math>T_B</math></td> <td>0,050 s</td> </tr> <tr> <td><math>T_C</math></td> <td>0,150 s</td> </tr> <tr> <td><math>T_D</math></td> <td>1,000 s</td> </tr> </tbody> </table> <p><b>Parametri dipendenti</b></p> <table border="1"> <tbody> <tr> <td><math>F_v</math></td> <td>1,429</td> </tr> <tr> <td><math>S</math></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td><math>\eta</math></td> <td>0,667</td> </tr> </tbody> </table> <p><b>Espressioni dei parametri dipendenti</b></p> $S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$ $\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$ $F_v = 1,35 \cdot F_g \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$ <p><b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2.10)</p> $0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot \xi} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$ $T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$ $T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$ $T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$	STATO LIMITE	SLV	$a_{gv}$	0,106 g	$S_S$	1,000	$S_T$	1,000	$q$	1,500	$T_B$	0,050 s	$T_C$	0,150 s	$T_D$	1,000 s	$F_v$	1,429	$S$	1,000	$\eta$	0,667
STATO LIMITE	SLV																																																
$a_g$	0,183 g																																																
$F_g$	2,475																																																
$T_c$	0,277 s																																																
$S_s$	1,428																																																
$C_c$	1,605																																																
$S_T$	1,000																																																
$q$	1,000																																																
$S$	1,428																																																
$\eta$	1,000																																																
$T_B$	0,148 s																																																
$T_C$	0,444 s																																																
$T_D$	2,331 s																																																
STATO LIMITE	SLV																																																
$a_{gv}$	0,106 g																																																
$S_S$	1,000																																																
$S_T$	1,000																																																
$q$	1,500																																																
$T_B$	0,050 s																																																
$T_C$	0,150 s																																																
$T_D$	1,000 s																																																
$F_v$	1,429																																																
$S$	1,000																																																
$\eta$	0,667																																																

Tabella 57: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS) –  $C_U=1,5$

Componente Orizzontale		Componente Verticali	
T (s)	Se (g)	T (s)	Se (g)
0,000	0,261	0,000	0,106
0,148	0,647	0,050	0,174
0,444	0,647	0,150	0,174
0,534	0,538	0,235	0,111
0,624	0,460	0,320	0,082
0,714	0,402	0,405	0,065
0,803	0,357	0,490	0,053
0,893	0,321	0,575	0,045
0,983	0,292	0,660	0,040
1,073	0,267	0,745	0,035
1,163	0,247	0,830	0,031
1,253	0,229	0,915	0,029
1,343	0,214	1,000	0,026
1,433	0,200	1,094	0,022

1,523	0,188	1,188	0,019
1,612	0,178	1,281	0,016
1,702	0,169	1,375	0,014
1,792	0,160	1,469	0,012
1,882	0,152	1,563	0,011
1,972	0,146	1,656	0,010
2,062	0,139	1,750	0,009
2,152	0,133	1,844	0,008
2,242	0,128	1,938	0,007
2,331	0,123	2,031	0,006
2,411	0,115	2,125	0,006
2,490	0,108	2,219	0,005
2,570	0,101	2,313	0,005
2,649	0,095	2,406	0,005
2,729	0,090	2,500	0,004
2,808	0,085	2,594	0,004
2,888	0,080	2,688	0,004
2,967	0,076	2,781	0,003
3,047	0,072	2,875	0,003
3,126	0,068	2,969	0,003
3,205	0,065	3,063	0,003
3,285	0,062	3,156	0,003
3,364	0,059	3,250	0,002
3,444	0,056	3,344	0,002
3,523	0,054	3,438	0,002
3,603	0,052	3,531	0,002
3,682	0,049	3,625	0,002
3,762	0,047	3,719	0,002
3,841	0,045	3,813	0,002
3,921	0,044	3,906	0,002
4,000	0,042	4,000	0,002

Tabella 58: Parametri  $T(s)$  e  $Se(g)$  componente orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS) -  $C_u = 1,5$

## 2.2.4 Valutazione del rischio sismico: Modello meccanico semplificato (LV1)

Metodo di analisi a scala territoriale. Tali tipologie di analisi sono atte a stilare una graduatoria di rischio sismico dei beni tutelati. Si procede con una valutazione quantitativa attraverso modelli meccanici semplificati [1] [6], facendo riferimento al collasso per presso-flessione, ovvero si considera la torre come una mensola sollecitata da un sistema di

forze orizzontali, oltre che dal peso proprio, che può raggiungere la crisi in una generica sezione per schiacciamento nella zona compressa, a seguito della parzializzazione dovuta alla non resistenza a trazione.

Si riassumano nella tabella seguente i principali parametri per la determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione relativo al sito in esame:

Sito	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$T_{R,SLV}$	$P_{VR}$	$V_R$	$C_U$	Cat. sottosuolo	Cat. Topogr.
/	g	/	s	anni	%	anni	/	/	/
Desenzano d. Garda (BS)	0,158	2,455	0,275	475	10	50	1	C	T1
*Desenzano d. Garda (BS)	0,183	2,475	0,277	712	10	50	1,5	C	T1

Tabella 59: Parametri principali relativi allo Spettro di Risposta Elastico della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

\*è stata predisposta una seconda analisi considerando come  $C_U$  un valore pari ad 1,5 dato l'alto livello di frequentazione della torre di San Martino.

Tale livello di verifica prevede che la torre venga suddivisa in un numero  $n$  di conci aventi ciascuno caratteristiche geometriche e meccaniche uniformi. Tali verifiche vengono effettuate in corrispondenza della sezione inferiore di ciascun concio con il seguente

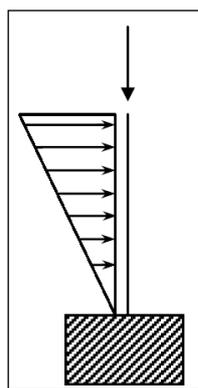


Figura 40: Schema struttura a mensola incastrata alla base

confronto:

$$M_{rd} \text{ (capacità)} > M_{ed} \text{ (domanda)}$$

La capacità sismica è stimata assumendo uno *schema di struttura a mensola incastrata alla base*, con modalità di collasso per pressoflessione.

Prima di procedere con la vera e propria verifica, è indispensabile definire alcune caratteristiche e ipotesi di calcolo relative alla Torre di San Martino della Battaglia.

### Caratteristiche Torre di San Martino

La torre di San Martino è stata suddivisa in 28 sezioni. Tale scelta è legata a due elementi in particolare:

- La presenza di aperture lungo l'intero sviluppo della torre non è particolarmente significativa, tuttavia vi è una ripetitività che potrebbe comportare una variazione del comportamento strutturale;
- La restrematura della sezione è il principale motivo della suddivisione in 28 sezioni poiché l'area della sezione resistente muta in modo consistente, cambiando e caratterizzando il comportamento strutturale lungo l'altezza dell'edificio.

<b>N</b>	<b>Sezione 1</b>		<b>Sezione 2</b>		<b>Sezione 3</b>		<b>Sezione 4</b>	
Quota	0,00 m	1,80 m	1,80 m	6,20 m	6,20 m	8,75 m	8,75 m	13,51 m
h	1,80 m		4,4 m		2,55 m		4,76 m	
<b>N</b>	<b>Sezione 5</b>		<b>Sezione 6</b>		<b>Sezione 7</b>		<b>Sezione 8</b>	
Quota	13,51 m	14,85 m	14,85 m	16,31 m	16,31 m	21,87 m	21,87 m	24,65 m
h	1,34 m		1,46 m		5,56 m		2,78 m	
<b>N</b>	<b>Sezione 9</b>		<b>Sezione 10</b>		<b>Sezione 11</b>		<b>Sezione 12</b>	
Quota	24,65 m	27,56 m	27,56 m	28,71 m	28,71 m	30,18 m	30,18 m	31,46 m
h	2,91 m		1,15 m		1,47 m		1,28 m	

<b>N</b>	<b>Sezione 13</b>		<b>Sezione 14</b>		<b>Sezione 15</b>		<b>Sezione 16</b>	
Quota	31,46 m	34,23 m	34,23 m	35,22 m	35,22 m	36,90 m	36,90 m	38,04 m
h	2,77 m		0,99 m		1,68 m		1,14 m	
<b>N</b>	<b>Sezione 17</b>		<b>Sezione 18</b>		<b>Sezione 19</b>		<b>Sezione 20</b>	
Quota	38,04 m	40,88 m	40,88 m	42,03 m	42,03 m	43,62 m	43,62 m	44,85 m
h	2,84 m		1,15 m		1,59 m		1,23 m	
<b>N</b>	<b>Sezione 21</b>		<b>Sezione 22</b>		<b>Sezione 23</b>		<b>Sezione 24</b>	
Quota	44,85 m	47,67 m	47,67 m	48,76 m	48,76 m	50,48 m	50,48 m	51,52 m
h	2,82 m		1,09 m		1,72 m		1,04 m	
<b>N</b>	<b>Sezione 25</b>		<b>Sezione 26</b>		<b>Sezione 27</b>		<b>Sezione 28</b>	
Quota	51,52 m	54,67 m	54,67 m	56,68 m	56,68 m	61,68 m	61,68 m	64,17 m
h	3,15 m		2,01 m		5,00 m		2,49 m	

Tabella 60: Sezioni dei conci della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

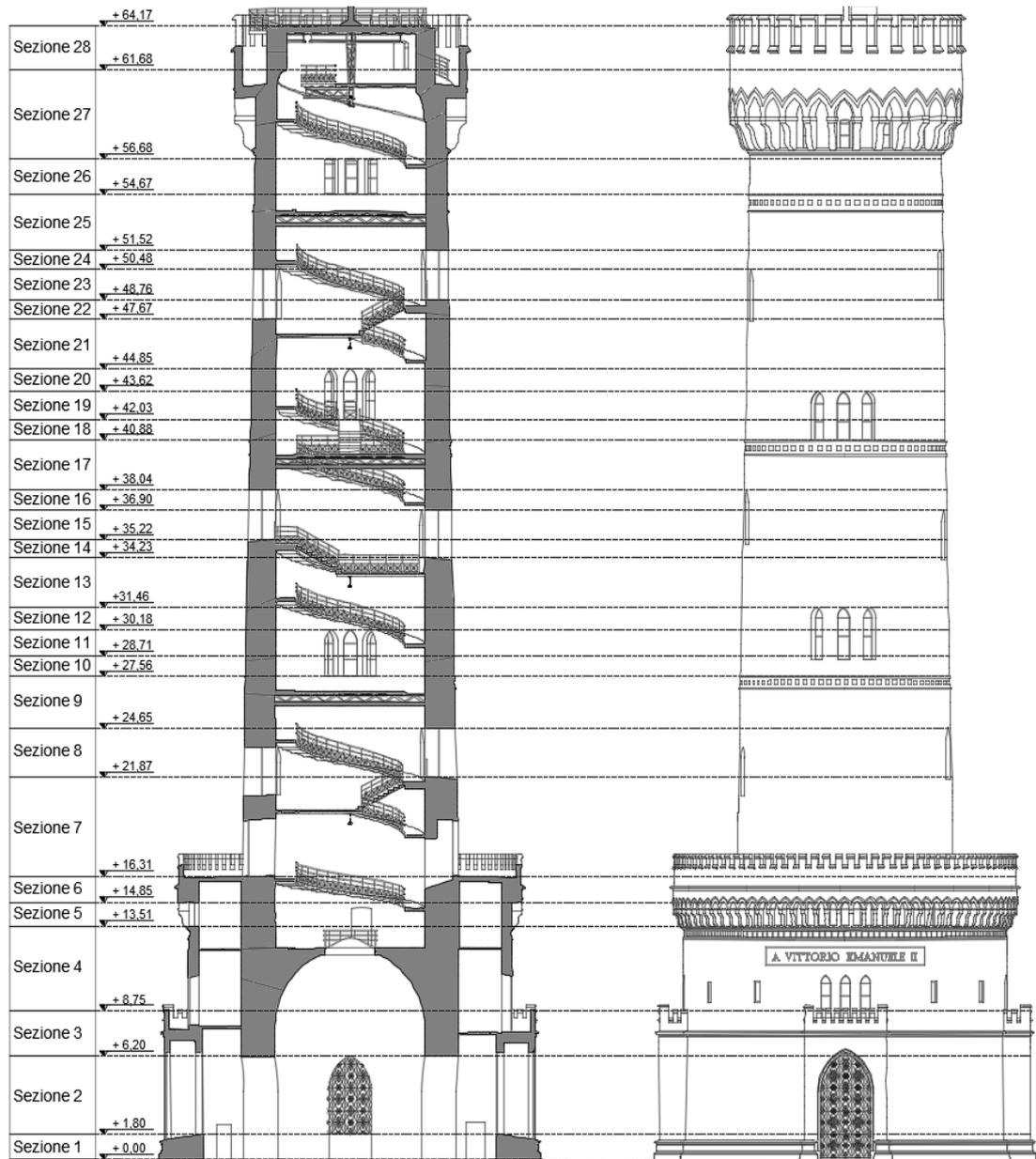


Figura 41: A sinistra la sezione e a destra il Prospetto Nord della torre di San Martino della Battaglia (BS) suddivisa in 28 sezioni per le analisi LV1

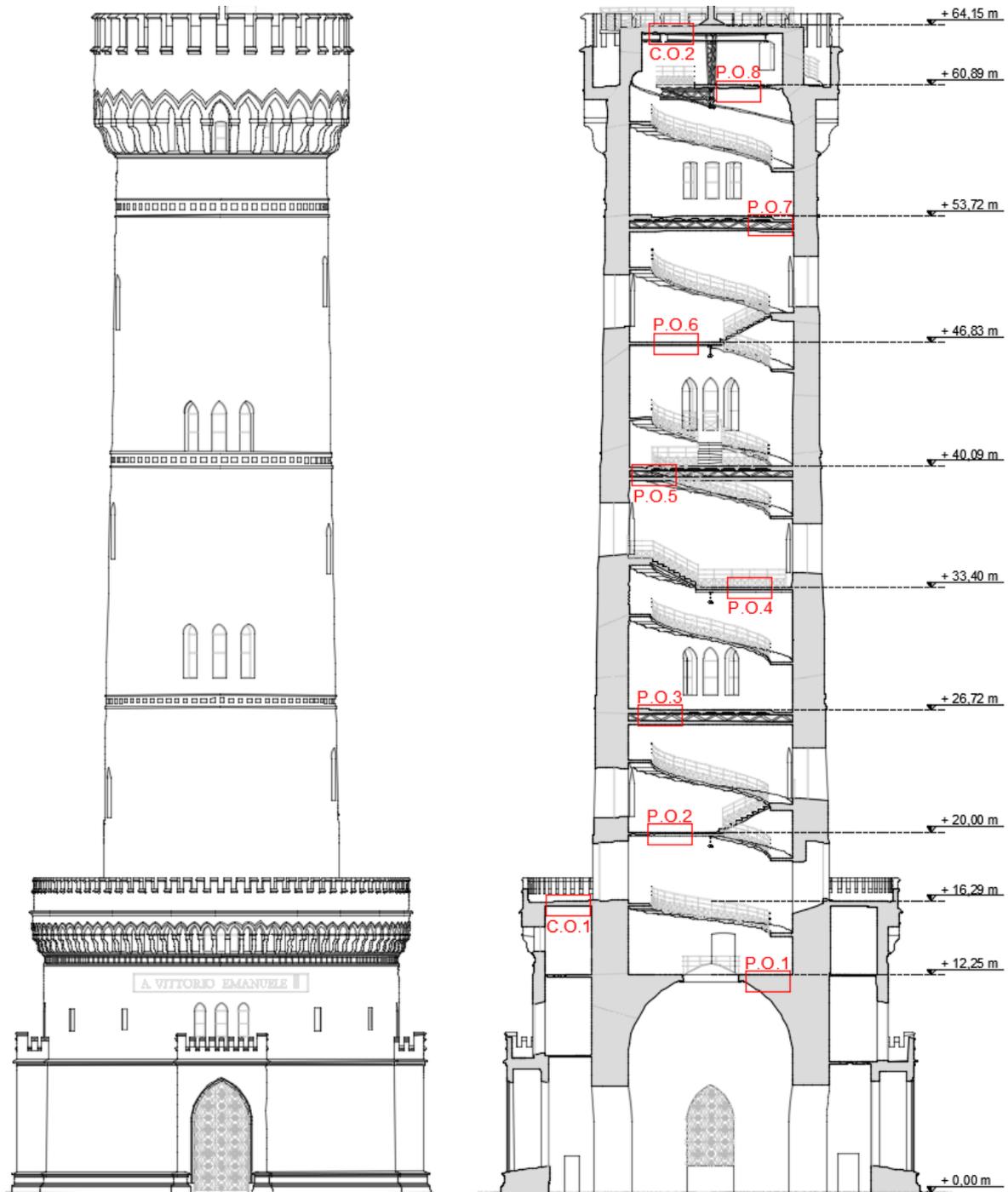


Figura 42: Quote altimetriche dei solai della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

*P.O./C.O	Quota	Materiale	Peso	Area	Sp.	Peso solaio	Sez.	Tipologia di trave**
	<b>m</b>	<b>/</b>	<b>kN</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>m</b>	<b>kN</b>	<b>/</b>	<b>/</b>
P.O.1	12,25	Pietra	20	55,98	1,45	1623,42	4	/
P.O.2	20,00	Pietra	20	36,17	0,16	911,20	7	1
P.O.3	26,72	Pietra	20	36,17	0,11	115,74	9	1
P.O.4	33,40	Pietra	20	36,17	0,16	79,57	13	1
P.O.5	40,09	Pietra	20	36,17	0,11	115,74	17	1
P.O.6	46,83	Pietra	20	36,17	0,16	79,57	21	1
P.O.7	53,72	Pietra	20	36,17	0,11	115,74	25	1
P.O.8	60,89	Pietra	20	36,17	0,16	79,57	27	1
C.O.1	16,29	Pietra	20	182,24	0,25	115,74	6	/
C.O.2	64,15	Pietra	20	44,41	0,40	355,28	28	2

Tabella 61: Proprietà geometrico-materiche di Partizioni e Chiusure Orizzontali della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

\*P.O. = Partizione Orizzontale / C.O. = Chiusura Orizzontale

**N.	Tipologia di Trave	Grafica	Rilevazione fotografica														
<b>1</b>	Trave reticolare in acciaio <table border="1"> <tr> <td>h</td> <td>0,59 m</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>0,20 m</td> </tr> <tr> <td>L*</td> <td>8,98 m</td> </tr> <tr> <td>Area</td> <td>0,0145 m<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td>Volume</td> <td>0,13 m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>Peso acciaio</td> <td>7850 kg/m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>Peso Trave</td> <td>1020,5 kg = 10007 N = 10 kN</td> </tr> </table>	h	0,59 m	b	0,20 m	L*	8,98 m	Area	0,0145 m <sup>2</sup>	Volume	0,13 m <sup>3</sup>	Peso acciaio	7850 kg/m <sup>3</sup>	Peso Trave	1020,5 kg = 10007 N = 10 kN		
h	0,59 m																
b	0,20 m																
L*	8,98 m																
Area	0,0145 m <sup>2</sup>																
Volume	0,13 m <sup>3</sup>																
Peso acciaio	7850 kg/m <sup>3</sup>																
Peso Trave	1020,5 kg = 10007 N = 10 kN																
	*Lunghezza della trave																

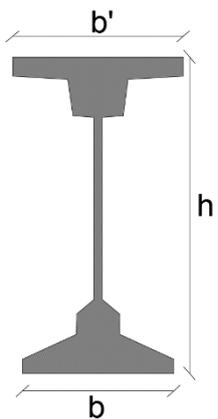
2	Trave in acciaio			
	h	0,46 m		
	b	0,22 m		
	b'	0,25 m		
	L	23,77 m		
	Area	0,0276 m <sup>2</sup>		
	Volume	0,65 m <sup>3</sup>		
	Peso acciaio	7850 kg/m <sup>3</sup>		
	Peso trave	5102,5 kg = 50038 N = 50 kN		
*Lunghezza della trave				

Tabella 62: Proprietà geometrico-materiche travi della Torre di San Martino della Battaglia (BS)



### Carichi Permanenti Non Strutturali

#### Pavimentazione in marmo policromo

Peso Specifico = 24,52 kN/m<sup>3</sup>

#### Ipotesi di calcolo

- Stante la sezione circolare della torre, la verifica viene eseguita in corrispondenza di una sola direzione principale di inerzia;
- Stante la tipologia del manufatto e la bassa presenza di aperture, non vi sono sostanziali riduzioni delle aree resistenti;
- Vengono considerati n. **28** sezioni, date dalla rastrematura della Torre;
- La muratura viene considerata non resistente a trazione;
- Sezione rettangolare cava con area sezione resistente pari a quella circolare cava di ciascun settore;

Per ciascun settore viene calcolato il valore di  $a_i$  tramite la seguente espressione:

Area della sezione cava rettangolare:  $A_i = 2s_i(a_i + b_i - 2s_i) - B_i$

Corrisponde ad una sezione rettangolare avente i lati  $a_i = b_i$

$$a_i = \left( \frac{A_i}{2s_i} + 2s_i \right) / 2 \quad (2.15)$$

N. Sezione	A <sub>i</sub> (area resistente)	s <sub>i</sub> (spessore medio sezione resistente)	a <sub>i</sub>
	m <sup>2</sup>	m	m
1	157,59	2,08* + 1,15**	15,43
2	94,55	2,04* + 0,79**	11,18
3	121,04	2,03* + 0,81**	13,49
4	100,35	2,03* + 0,57**	12,25
5	103,67	2,03* + 0,63**	12,40
6	142,96	2,03* + 1,24**	14,20
7	62,69	1,97	9,93
8	57,31	1,91	9,41
9	61,17	1,81	10,26
10	56,68	1,78	9,74
11	51,33	1,76	9,05
12	54,17	1,74	9,52
13	58,00	1,73	10,11
14	51,83	1,67	9,43
15	46,39	1,63	8,75
16	50,34	1,62	9,39
17	52,78	1,59	9,89
18	46,25	1,52	9,13
19	42,56	1,50	8,59
20	45,37	1,48	9,14
21	48,24	1,47	9,67
22	43,26	1,42	9,04
23	37,86	1,37	8,28
24	41,02	1,37	8,86
25	43,80	1,35	9,46
26	38,84	1,30	8,77
27	36,95	1,25	8,64
28	32,69	1,19	8,06

Tabella 63: Parametri geometrici sezioni della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

\*muratura interna

\*\*muratura esterna

La [10] indica che la Torre di San Martino è caratterizzata principalmente dalle seguenti tipologie di paramento:

- Pietra di Vicenza
- Pietra di Verona
- Pietra di Sarnico

Si sceglie di utilizzare una muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno, i cui valori di riferimento utili al fine dell'analisi sono:

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura

$f_d = 4150 \text{ kN/m}^2$

$W = \text{peso specifico} = 20 \text{ kN/m}^3$

N. Sezione	Quota	Altezza Sezione	Area sezione resistente (alla base del concio)	Peso Muratura sezione	Peso muratura cumulativo	Solaio	Area solaio
	m	m	mq	kN	kN	/	mq
1	0,00	1,80	157,59	5.673,24	83.530,13		
2	1,80	4,40	94,55	8.320,40	77.856,89		
3	6,20	2,55	121,04	6.173,04	69.536,49		
4	8,75	4,76	100,35	9.553,32	63.363,45	P.O.1	55,98
5	13,51	1,34	103,67	2.778,36	53.810,13		
6	14,85	1,46	142,96	4.174,43	51.031,77	C.O.1	182,24
7	16,31	5,56	62,69	6.971,13	46.857,34	P.O.2	36,17
8	21,87	2,78	57,31	3.186,44	39.886,21		
9	24,65	2,91	61,17	3.560,09	36.699,78	P.O.3	36,17
10	27,56	1,15	56,68	1.303,64	33.139,68		
11	28,71	1,47	51,33	1.509,10	31.836,04		
12	30,18	1,28	54,17	1.386,75	30.326,94		
13	31,46	2,77	58,00	3.213,20	28.940,19	P.O.4	36,17
14	34,23	0,99	51,83	1.026,23	25.726,99		
15	35,22	1,68	46,39	1.558,70	24.700,75		
16	36,90	1,14	50,34	1.147,75	23.142,05		
17	38,04	2,84	52,78	2.997,90	21.994,30	P.O.5	36,17
18	40,88	1,15	46,25	1.063,75	18.996,39		
19	42,03	1,59	42,56	1.353,41	17.932,64		
20	43,62	1,23	45,37	1.116,10	16.579,24		
21	44,85	2,82	48,24	2.720,74	15.463,13	P.O.6	36,17
22	47,67	1,09	43,26	943,07	12.742,40		
23	48,76	1,72	37,86	1.302,38	11.799,33		
24	50,48	1,04	41,02	853,22	10.496,95		

<b>25</b>	51,52	3,15	43,80	2.759,40	9.643,73	P.O.7	36,17
<b>26</b>	54,67	2,01	38,84	1.561,37	6.884,33		
<b>27</b>	56,68	5,00	36,95	3.695,00	5.322,96	P.O.8	36,17
<b>28</b>	61,68	2,49	32,69	1.627,96	1.627,96	C.O.2	44,41

Tabella 64: Analisi dei Carichi della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

<b>N. Sezione</b>	<b>Spessore solaio</b>	<b>Peso Solaio</b>	<b>Tipo Trave</b>	<b>Peso Trave</b>	<b>Peso complessivo sezione</b>	<b>Peso complessivo cumulativo</b>
	<b>m</b>	<b>kN</b>	<b>/</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
<b>1</b>					5.673,24	87.241,73
<b>2</b>					8.320,40	81.568,49
<b>3</b>					6.173,04	73.248,09
<b>4</b>	1,45	1.623,42			11.176,74	67.075,05
<b>5</b>					2.778,36	55.898,31
<b>6</b>	0,25	911,20			5.085,63	53.119,95
<b>7</b>	0,16	115,74	1	10,00	7.096,87	48.034,32
<b>8</b>					3.186,44	40.937,45
<b>9</b>	0,11	79,57	1	10,00	3.649,67	37.751,01
<b>10</b>					1.303,64	34.101,34
<b>11</b>					1.509,10	32.797,70
<b>12</b>					1.386,75	31.288,60
<b>13</b>	0,16	115,74	1	10,00	3.338,94	29.901,85
<b>14</b>					1.026,23	26.562,90
<b>15</b>					1.558,70	25.536,67
<b>16</b>					1.147,75	23.977,97
<b>17</b>	0,11	79,57	1	10,00	3.087,48	22.830,21
<b>18</b>					1.063,75	19.742,74
<b>19</b>					1.353,41	18.678,99
<b>20</b>					1.116,10	17.325,58
<b>21</b>	0,16	115,74	1	10,00	2.846,48	16.209,48
<b>22</b>					943,07	13.363,00
<b>23</b>					1.302,38	12.419,93
<b>24</b>					853,22	11.117,54
<b>25</b>	0,11	79,57	1	10,00	2.848,97	10.264,33
<b>26</b>					1.561,37	7.415,35
<b>27</b>	0,16	115,74	1	10,00	3.820,74	5.853,99
<b>28</b>	0,40	355,28	2	50,00	2.033,24	2.033,24

Tabella 65: Analisi dei Carichi della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

**M<sub>rd</sub> sezione rettangolare cava**

$$M_{rd} = \frac{\sigma_{0i} A_i}{2} \left( b_i - \frac{\sigma_{0i} A_i}{0,85 a_i f_d} \right) \quad (2.16)$$

Dove:

$\sigma_{0i}$  = tensione di compressione media dovuta ai carichi gravitazionali;

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura;

$A_i$  = area della sezione depurata da eventuali aperture;

$b_i$  = dimensione del lato parallelo alla direzione sismica;

$a_i$  = dimensione del lato ortogonale alla direzione sismica.

**M<sub>rd</sub> sezione circolare cava**

$$M_{rd} = \frac{\sigma_{0i} A_i}{2} \left( a_i - \frac{\sigma_{0i} A_i}{0,85 a_i f_d} \right) \quad (2.17)$$

$\sigma_{0i}$  = tensione di compressione media dovuta ai carichi gravitazionali;

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura;

$A_i$  = area della sezione depurata da eventuali aperture;

$a_i$  = dimensione del lato ortogonale alla direzione sismica.

N. Sezione	A <sub>i</sub> (area resistente)	a <sub>i</sub>	W cumulativo	σ <sub>0i</sub>	M <sub>rd</sub>
	m <sup>2</sup>	m	kN	kN/m <sup>2</sup>	kNm
<b>1</b>	157,59	15,42737	87.241,73	553,60	631.330,50
<b>2</b>	94,55	11,18247	81.568,49	862,70	405.869,07
<b>3</b>	121,04	13,49493	73.248,09	605,16	460.694,82
<b>4</b>	100,35	12,24904	67.075,05	668,41	379.812,97
<b>5</b>	103,67	12,40342	55.898,31	539,19	325.410,68
<b>6</b>	142,96	14,19966	53.119,95	371,57	360.376,65
<b>7</b>	62,69	9,925584	48.034,32	766,22	218.771,46
<b>8</b>	57,31	9,411309	40.937,45	714,32	177.613,49
<b>9</b>	61,17	10,2589	37.751,01	617,15	181.921,21
<b>10</b>	56,68	9,740674	34.101,34	601,65	156.012,29
<b>11</b>	51,33	9,051193	32.797,70	638,96	138.402,08

12	54,17	9,523046	31.288,60	577,60	140.307,97
13	58,00	10,1115	29.901,85	515,55	143.715,71
14	51,83	9,428982	26.562,90	512,50	118.916,93
15	46,39	8,745031	25.536,67	550,48	105.367,88
16	50,34	9,388519	23.977,97	476,32	107.391,99
17	52,78	9,888742	22.830,21	432,55	108.433,99
18	46,25	9,126908	19.742,74	426,87	86.491,90
19	42,56	8,593333	18.678,99	438,89	76.831,76
20	45,37	9,143851	17.325,58	381,87	76.441,51
21	48,24	9,674082	16.209,48	336,02	76.114,39
22	43,26	9,036197	13.363,00	308,90	58.708,03
23	37,86	8,278759	12.419,93	328,05	49.838,75
24	41,02	8,855401	11.117,54	271,03	48.047,54
25	43,80	9,461111	10.264,33	234,35	47.616,44
26	38,84	8,769231	7.415,35	190,92	31.984,43
27	36,95	8,64	5.853,99	158,43	24.954,58
28	32,69	8,057647	2.033,24	62,20	8.148,29

Tabella 66: Momento Resistente della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

Il momento sollecitante  $M_{ed}$  viene valutato applicando alla mensola una distribuzione lineare in altezza di forze orizzontali  $F_i$ , valutate a partire dalla pericolosità sismica del sito. Tali azioni debbono essere applicate nel baricentro di ogni concio e determinate con la seguente espressione:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} (0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg}) = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h \quad (2.18)$$

Dove:

$W_i$  e  $W_k$  = peso del concio i-esimo e k-esimo;

$z_i$  e  $z_k$  = quota del baricentro del concio i-esimo e k-esimo rispetto alla fondazione;

$S_d(T_1)$  = ordinata dello spettro di risposta di progetto determinata a partire dallo spettro elastico diviso per un fattore di struttura  $q$  (nel caso in esame pari a 2,7);

$T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della torre nella direzione di calcolo;

$g$  = accelerazione di gravità;

$W = \sum W_i$  è il peso complessivo della struttura.

$$F_h = (0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg})$$

Si assume che per una torre il periodo fondamentale sia sempre maggiore di  $T_B$ , periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Deve quindi essere stimato il valore di  $T_1$  che, secondo le NTC 2008, può essere calcolato, in assenza di specifiche informazioni, con la formula:

$$T_1 = 0,05H^{0,75} \quad (2.19)$$

Viene presa in esame un'altra modalità di calcolo di  $T_1$ , tramite la quale si giunge alla determinazione dei seguenti valori:

Periodo Proprio di oscillazione	
$T_1 = 0,05H^{0,75}$	<b>1,13 s*</b>
$T_1 = 0,013H^{1,10}$	1,26 s

Tabella 67: Periodo proprio di oscillazione della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

\*Il periodo di oscillazione è stato calcolato utilizzando una formula che le NTC 2008 impiegano per edifici di altezza inferiore ai 40 m, nonostante l'edificio in analisi abbia un'altezza nettamente superiore.

$\gamma$  = peso per unità di volume;

$l = H$  = altezza;

$\rho = \frac{I}{A}$  = momento di inerzia in rapporto con  $A$ ;

$E$  = modulo elastico.

Una volta calcolato il periodo proprio di oscillazione, utilizzando lo spettro di risposta precedentemente determinato si individua il valore di  $S_d(T_1)$ :

Poiché  $T_C \leq T_1 \leq T_D$  si avrà:  $S_d(T_1) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C}{T_1}\right) = 0,223g \times 1,467 \times 1 \times 2,455 \times$

$$\left(\frac{0,443}{1,13}\right) = \mathbf{3,084 \text{ m/s}^2}$$

$$F_h = (0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg}) = (0,85 \times 3,084 \times (87.241,73)/(2,7 \times 9,8)) = \mathbf{8642,49 \text{ kN}}$$

N. Sezione	Quota $z_i$	Altezza Sezione	Area Sezione resistente $A_i$	Peso Complessivo sezione $W_i$	Peso Complessivo cumulativo $\Sigma w_i$	$F_i$ (forza sismica)
	m	m	kN	kN	kNm	kN
1	0,00	1,80	157,59	5.673,24	87.241,73	20,51
2	1,80	4,40	94,55	8.320,40	81.568,49	133,69
3	6,20	2,55	121,04	6.173,04	73.248,09	185,35
4	8,75	4,76	100,35	11.176,74	67.075,05	499,68
5	13,51	1,34	103,67	2.778,36	55.898,31	158,25
6	14,85	1,46	142,96	5.085,63	53.119,95	318,27
7	16,31	5,56	62,69	7.096,87	48.034,32	544,19
8	21,87	2,78	57,31	3.186,44	40.937,45	297,71
9	24,65	2,91	61,17	3.649,67	37.751,01	382,70
10	27,56	1,15	56,68	1.303,64	34.101,34	147,33
11	28,71	1,47	51,33	1.509,10	32.797,70	178,49
12	30,18	1,28	54,17	1.386,75	31.288,60	171,68
13	31,46	2,77	58,00	3.338,94	29.901,85	440,51
14	34,23	0,99	51,83	1.026,23	26.562,90	143,14
15	35,22	1,68	46,39	1.558,70	25.536,67	225,77
16	36,90	1,14	50,34	1.147,75	23.977,97	172,75
17	38,04	2,84	52,78	3.087,48	22.830,21	489,37
18	40,88	1,15	46,25	1.063,75	19.742,74	177,13
19	42,03	1,59	42,56	1.353,41	18.678,99	232,81
20	43,62	1,23	45,37	1.116,10	17.325,58	198,31
21	44,85	2,82	48,24	2.846,48	16.209,48	528,92
22	47,67	1,09	43,26	943,07	13.363,00	182,64
23	48,76	1,72	37,86	1.302,38	12.419,93	259,58
24	50,48	1,04	41,02	853,22	11.117,54	174,79
25	51,52	3,15	43,80	2.848,97	10.264,33	607,60
26	54,67	2,01	38,84	1.561,37	7.415,35	349,18
27	56,68	5,00	36,95	3.820,74	5.853,99	908,24
28	61,68	2,49	32,69	2.033,24	2.033,24	513,91
						<b>8.642,49</b>

Tabella 68: Forze Statiche Equivalenti della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

La somma delle forze sismiche agenti in corrispondenza del baricentro di ciascuna sezione è pari al taglio alla base  $F_h$ .

Nota l'entità delle forze sismiche è possibile calcolare la risultante agente nell' $i$ -esima sezione di verifica:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} (0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg}) = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h \quad (2.20)$$

Si calcola, infine, la quota  $z_{hi}$  del punto di applicazione della risultante  $F_{hi}$ :

$$z_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k^2}{\sum_{k=i}^n W_k z_k} \quad (2.21)$$

Si ricava, quindi, il valore del momento sollecitante  $M_{ed}$ .

Dove:

$z_i^*$  è la quota della  $i$ -esima sezione di verifica rispetto alla base;

$z_k$  è la quota del baricentro della massa del  $k$ -esimo settore rispetto alla base, avente peso  $W_k$ .

$$M_{ed} = F_{hi} (z_{hi} - z_i^*) \quad (2.23)$$

N. Sezione	$W_i \times z_i$ (nel baricentro)	$F_{hi}$	$W_i \times z_i^2$ (nel baricentro)	$W_i \times z_i^2$ (cumulativa)	$z_{hi}$	$M_{ed}$
	kNm	kN	kNm <sup>2</sup>	kNm <sup>2</sup>	m	kNm
1	5.105,92	8.642,49	4.595,32	81.907.550,91	38,07	329.004,99
2	33.281,60	8.621,98	133.126,40	81.902.955,59	38,16	313.466,96
3	46.143,47	8.488,30	344.922,47	81.769.829,19	38,69	275.824,33
4	124.397,12	8.302,95	1.384.539,90	81.424.906,72	39,39	254.415,49
5	39.397,09	7.803,27	558.650,71	80.040.366,82	41,20	216.082,67
6	79.234,15	7.645,02	1.234.468,00	79.481.716,11	41,76	205.732,31
7	135.479,29	7.326,76	2.586.299,58	78.247.248,10	42,90	194.802,91
8	74.116,50	6.782,57	1.723.949,82	75.660.948,52	44,81	155.578,99
9	95.274,58	6.484,86	2.487.142,99	73.936.998,70	45,80	137.137,27
10	36.677,91	6.102,16	1.031.933,04	71.449.855,71	47,03	118.823,16
11	44.435,51	5.954,83	1.308.403,54	70.417.922,67	47,50	111.890,39
12	42.739,70	5.776,34	1.317.237,45	69.109.519,13	48,06	103.267,97
13	109.667,62	5.604,67	3.602.032,84	67.792.281,68	48,59	95.984,13
14	35.635,98	5.164,16	1.237.459,25	64.190.248,84	49,93	81.069,30
15	56.206,87	5.021,02	2.026.819,60	62.952.789,59	50,36	76.027,64

<b>16</b>	43.006,27	4.795,24	1.611.444,84	60.925.969,99	51,04	67.781,98
<b>17</b>	121.831,88	4.622,50	4.807.486,06	59.314.525,15	51,54	62.413,87
<b>18</b>	44.097,76	4.133,12	1.828.072,49	54.507.039,09	52,97	49.980,89
<b>19</b>	57.959,70	3.955,99	2.482.124,05	52.678.966,60	53,49	45.329,64
<b>20</b>	49.370,77	3.723,18	2.183.916,10	50.196.842,55	54,16	39.224,70
<b>21</b>	131.678,16	3.524,87	6.091.431,90	48.012.926,46	54,71	34.767,15
<b>22</b>	45.470,02	2.995,95	2.192.337,19	41.921.494,55	56,21	25.572,79
<b>23</b>	64.624,29	2.813,30	3.206.657,47	39.729.157,36	56,72	22.406,75
<b>24</b>	43.514,02	2.553,72	2.219.214,82	36.522.499,89	57,45	17.791,11
<b>25</b>	151.266,27	2.378,94	8.031.482,85	34.303.285,08	57,92	15.226,13
<b>26</b>	86.929,16	1.771,33	4.839.781,17	26.271.802,23	59,58	8.689,46
<b>27</b>	226.111,63	1.422,16	13.381.286,26	21.432.021,06	60,53	5.480,00
<b>28</b>	127.941,75	513,91	8.050.734,80	8.050.734,80	62,93	639,82

Tabella 69: Momento sollecitante della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

Si traccia, quindi, la curva di Resistenza in cui viene evidenziato l'andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della torre.

<b>N. Sezione</b>	<b>Med</b>	<b>M<sub>rd</sub></b>	<b>Verifica ( M<sub>ed</sub> &lt; M<sub>rd</sub>)</b>
	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>/</b>
<b>1</b>	329.004,99	631.330,50	<b>VERIFICATO</b>
<b>2</b>	313.466,96	405.869,07	<b>VERIFICATO</b>
<b>3</b>	275.824,33	460.694,82	<b>VERIFICATO</b>
<b>4</b>	254.415,49	379.812,97	<b>VERIFICATO</b>
<b>5</b>	216.082,67	325.410,68	<b>VERIFICATO</b>
<b>6</b>	205.732,31	360.376,65	<b>VERIFICATO</b>
<b>7</b>	194.802,91	218.771,46	<b>VERIFICATO</b>
<b>8</b>	155.578,99	177.613,49	<b>VERIFICATO</b>
<b>9</b>	137.137,27	181.921,21	<b>VERIFICATO</b>
<b>10</b>	118.823,16	156.012,29	<b>VERIFICATO</b>
<b>11</b>	111.890,39	138.402,08	<b>VERIFICATO</b>
<b>12</b>	103.267,97	140.307,97	<b>VERIFICATO</b>
<b>13</b>	95.984,13	143.715,71	<b>VERIFICATO</b>
<b>14</b>	81.069,30	118.916,93	<b>VERIFICATO</b>
<b>15</b>	76.027,64	105.367,88	<b>VERIFICATO</b>
<b>16</b>	67.781,98	107.391,99	<b>VERIFICATO</b>
<b>17</b>	62.413,87	108.433,99	<b>VERIFICATO</b>

<b>18</b>	49.980,89	86.491,90	<b>VERIFICATO</b>
<b>19</b>	45.329,64	76.831,76	<b>VERIFICATO</b>
<b>20</b>	39.224,70	76.441,51	<b>VERIFICATO</b>
<b>21</b>	34.767,15	76.114,39	<b>VERIFICATO</b>
<b>22</b>	25.572,79	58.708,03	<b>VERIFICATO</b>
<b>23</b>	22.406,75	49.838,75	<b>VERIFICATO</b>
<b>24</b>	17.791,11	48.047,54	<b>VERIFICATO</b>
<b>25</b>	15.226,13	47.616,44	<b>VERIFICATO</b>
<b>26</b>	8.689,46	31.984,43	<b>VERIFICATO</b>
<b>27</b>	5.480,00	24.954,58	<b>VERIFICATO</b>
<b>28</b>	639,82	8.148,29	<b>VERIFICATO</b>

Tabella 70: Verifica di resistenza della Torre di San Martino della Battaglia (BS) –  $C_u = 1$

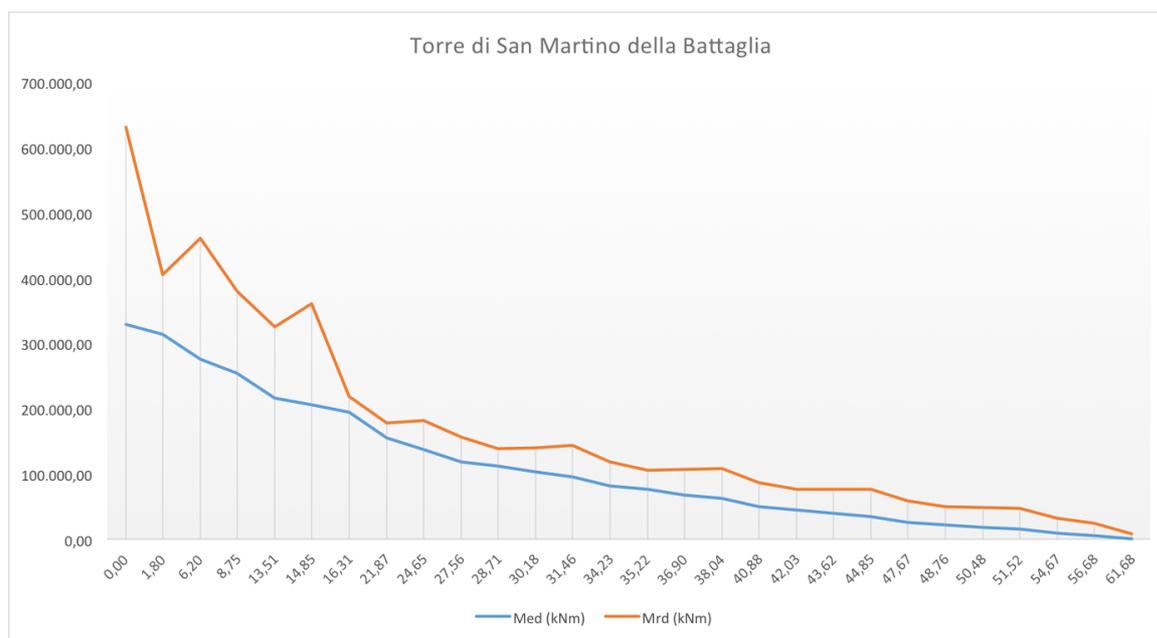


Figura 43: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della Torre di San Martino della Battaglia -  $C_u = 1$

Le ipotesi mostrano come ciascuna sezione della torre risulti ampiamente verificata in termini di capacità resistente. È evidente un drastico calo di capacità in corrispondenza della sezione 2, da cui si aprono le 8 arcate. Ovviamente, in questo riscontro matematico non è stato considerato il contributo resistente fornito dall'effetto arco il quale garantisce una deviazione dei flussi di compressione in corrispondenza delle sezioni maggiormente resistenti. Il restante confronto mostra una certa linearità.

Tale verifica viene riproposta con lo spettro di risposta ottenuto a partire da un coefficiente d'uso pari ad 1,5.

<b>N. Sezione</b>	<b>M<sub>ed</sub></b>	<b>M<sub>rd</sub></b>	<b>Verifica ( M<sub>ed</sub>&lt; M<sub>rd</sub>)</b>
	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>/</b>
<b>1</b>	369.278,52	631.330,50	<b>VERIFICATO</b>
<b>2</b>	351.838,48	405.869,07	<b>VERIFICATO</b>
<b>3</b>	309.588,02	460.694,82	<b>VERIFICATO</b>
<b>4</b>	285.558,52	379.812,97	<b>VERIFICATO</b>
<b>5</b>	242.533,38	325.410,68	<b>VERIFICATO</b>
<b>6</b>	230.916,03	360.376,65	<b>VERIFICATO</b>
<b>7</b>	218.648,76	218.771,46	<b>VERIFICATO</b>
<b>8</b>	174.623,43	177.613,49	<b>VERIFICATO</b>
<b>9</b>	153.924,26	181.921,21	<b>VERIFICATO</b>
<b>10</b>	133.368,31	156.012,29	<b>VERIFICATO</b>
<b>11</b>	125.586,90	138.402,08	<b>VERIFICATO</b>
<b>12</b>	115.909,02	140.307,97	<b>VERIFICATO</b>
<b>13</b>	107.733,55	143.715,71	<b>VERIFICATO</b>
<b>14</b>	90.993,00	118.916,93	<b>VERIFICATO</b>
<b>15</b>	85.334,19	105.367,88	<b>VERIFICATO</b>
<b>16</b>	76.079,18	107.391,99	<b>VERIFICATO</b>
<b>17</b>	70.053,96	108.433,99	<b>VERIFICATO</b>
<b>18</b>	56.099,05	86.491,90	<b>VERIFICATO</b>
<b>19</b>	50.878,45	76.831,76	<b>VERIFICATO</b>
<b>20</b>	44.026,20	76.441,51	<b>VERIFICATO</b>
<b>21</b>	39.023,00	76.114,39	<b>VERIFICATO</b>
<b>22</b>	28.703,16	58.708,03	<b>VERIFICATO</b>
<b>23</b>	25.149,57	49.838,75	<b>VERIFICATO</b>
<b>24</b>	19.968,92	48.047,54	<b>VERIFICATO</b>
<b>25</b>	17.089,96	47.616,44	<b>VERIFICATO</b>
<b>26</b>	9.753,13	31.984,43	<b>VERIFICATO</b>
<b>27</b>	6.150,81	24.954,58	<b>VERIFICATO</b>
<b>28</b>	718,14	8.148,29	<b>VERIFICATO</b>

Tabella 71: Verifica di resistenza della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Cu = 1,5

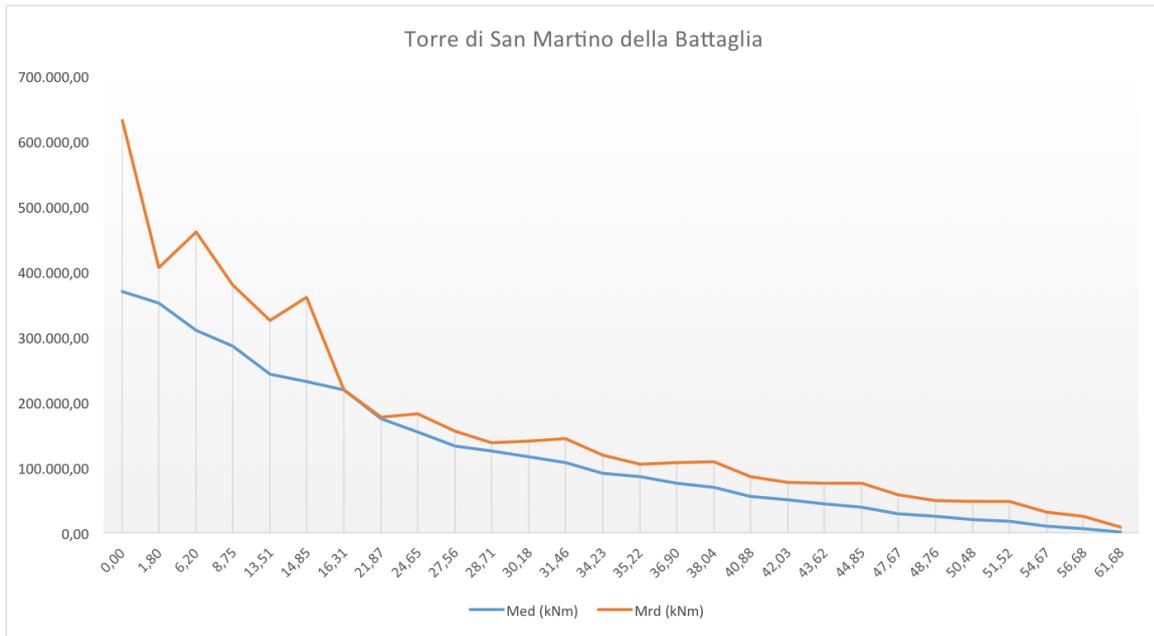
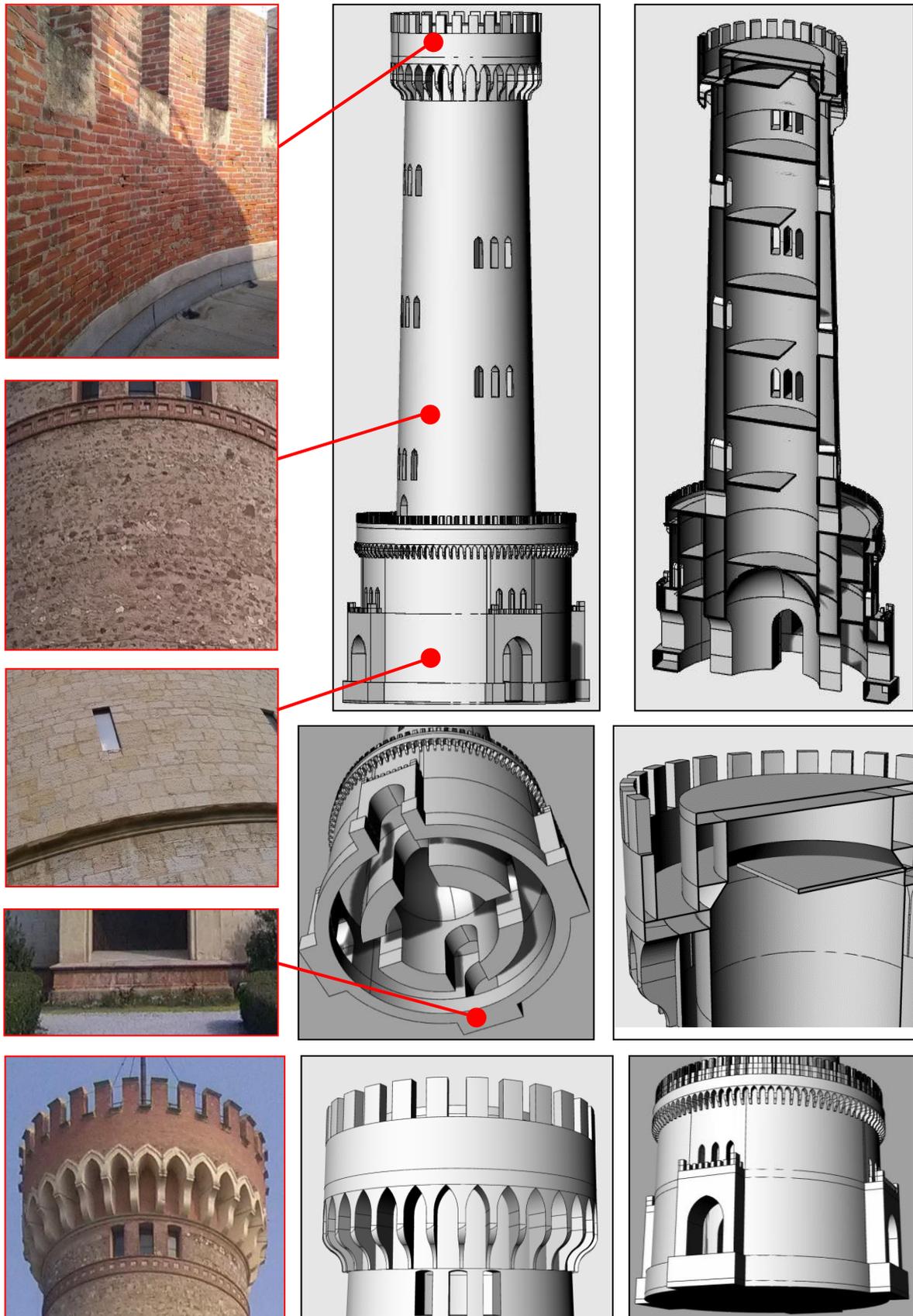


Figura 44: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della Torre di San Martino della Battaglia -  $C_u = 1,5$

### 2.2.5 Modellazione 3D: Torre di San Martino



## 2.3 Torre con pianta rettangolare addossata a due edifici: Torre di Palazzo Archinti di Mezzago

La Torre di Palazzo Archinti si trova nel comune di Mezzago in provincia di Monza e Brianza.



Figura 45: Inquadramento geografico della Torre Archinti di Mezzago (MB)

### 2.3.1 Indagine conoscitiva



Il Palazzo Archinti è l'edificio storico più importante del paese di Mezzago. Il suo nome deriva dalla famiglia che ne divenne proprietaria nel 1779.

La Torre fu probabilmente costruita in epoca medievale sui resti, pare, di una precedente torre più antica, di cui si conservano ancora i grossi blocchi di pietra che definiscono il basamento.

La Torre e le parti più antiche del palazzo risalgono al XII secolo. Anticamente era la residenza di una comunità di monaci dell'Ordine degli Umiliati. Nei secoli successivi, poi, passò di proprietà a diverse famiglie, che utilizzarono il palazzo come abitazione propria.

La Torre, di forma quadrata, è alta circa 28 metri ed è composta da sette piani. L'ultimo piano è stato aggiunto nel corso del XVIII secolo ed è, sostanzialmente, un loggiato

sostenuto da quattro colonne con la funzione di cella campanaria. Al sesto piano è posizionato un orologio. Il basamento della Torre è in pietra, mentre, la restante parte ha mattoni a vista.

Annessi alla Torre ci sono diversi edifici che danno vita ad una corte interna di forma trapezoidale.

In alcuni punti è possibile vedere ancora la struttura originaria.

Il palazzo e la corte interna, attualmente di proprietà della Cooperativa di Consumo di Mezzago, vengono usati in parte come residenza e in parte per eventi socio-culturali. Al suo interno, inoltre, è stato aperto un ristorante.

L'edificio è in muratura continua con bifora e decorazioni sotto gronda. All'interno è presente una scala elicoidale in pietra.

Si riportano di seguito i prospetti:

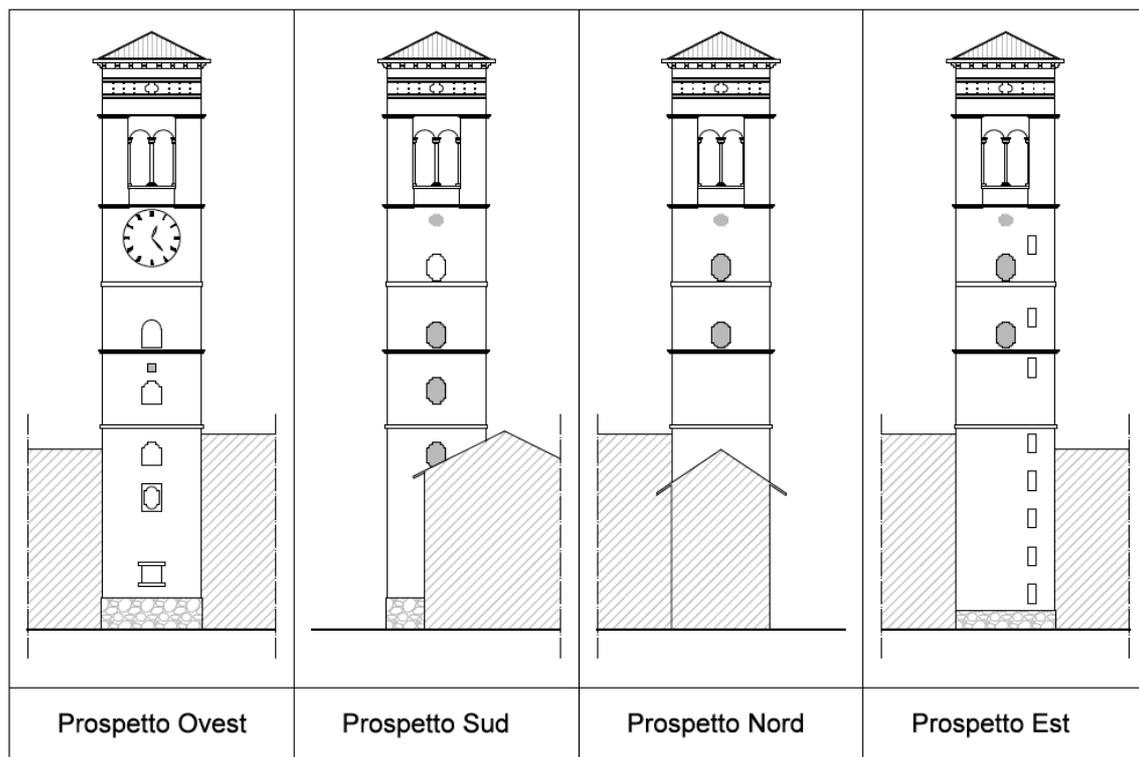


Tabella 72: Prospetti della Torre Archinti di Mezzago (MB)

### 2.3.2 Materiali da costruzione

La determinazione delle caratteristiche meccaniche della tipologia di materiale da costruzione impiegato per la torre in analisi ha richiesto una accurata ricerca a partire dalla letteratura inerente alla muratura risalente agli anni di edificazione.

Il comune di Mezzago ha fornito del materiale utile per determinare, con più precisione, i materiali e le tecniche costruttive utilizzate. In particolare, la perizia statica [18] redatta in occasione del risanamento della torre e dell'intero palazzo, eseguito a partire dagli anni 1993-1994, riporta l'informazione relativa alla composizione della muratura in elevazione: "La muratura in elevazione è costituita per un'altezza di cm. 120/160 fuori terra in blocchi di pietra ceppo non perfettamente squadrate con interposti mattoni e scaglie di pietra per livellare gli strati orizzontali, per poi continuare in mattoni pieni."

Non avendo a disposizione una descrizione dettagliata della stratigrafia, si è deciso di procedere ad un paragone: come termine principale di paragone è stato preso il campanile del Duomo di Monza [24] che, per periodo e luogo di costruzione, può essere considerato simile alla Torre di Palazzo Archinti di Mezzago. Entrambe le torri sono state costruite nel corso del XVI secolo in Brianza, distano circa 15 km. Dalle analisi effettuate sul campanile del Duomo di Monza, la muratura esterna risulta composta da corsi regolari di mattoni e la sezione composta da un unico strato di mattoni mantenuti insieme da malta di calce.

Per analogia, quindi, è possibile ipotizzare che anche la sezione della muratura della Torre Archinti risulti composta da un unico strato di mattoni con malta di calce.

Oltre a confronti con la letteratura è risultato fondamentale osservare con attenzione la torre in esame cercando di comprendere da quali elementi e paramenti fosse effettivamente caratterizzata. Si riporta in seguito una breve rassegna fotografica accompagnata da una descrizione che mostri lo stato di conservazione, ma soprattutto le caratteristiche e le peculiarità di tale muratura. Tale documentazione non fa riferimento ad alcun documento specifico inerente alle caratteristiche dei materiali, ma semplicemente ci si riferisce ad una attenta osservazione e a logiche conclusioni fondate sulle caratteristiche visibili della torre.

	<b>Documentazione Fotografica</b>	<b>Descrizione</b>
1		<p>Entrambe le immagini mostrano la facciata ovest. Tutta l'altezza della torre è realizzata con mattoni di colore rosso e marrone a faccia vista. La disposizione dei mattoni è pressoché ordinata e regolare, in quanto la muratura è realizzata in un unico strato a più teste di mattoni. In queste immagini sono visibili sia le aperture sia le piastre metalliche utilizzate per fissare le catene di concatenamento dei muri realizzate in occasione del risanamento del complesso edilizio (1994).</p>
2		<p>Tale immagine raffigura il basamento della torre realizzato in blocchi di pietra ceppo non perfettamente squadrati, con interposti mattoni e scaglie di pietra per livellare gli strati orizzontali. Il basamento si eleva fino ad un'altezza compresa tra 120÷160 cm dal livello stradale.</p>

Tabella 73: Materiali da costruzione della Torre Archinti di Mezzago (MB)

Dopo aver elaborato tale rassegna fotografica si è resa necessaria la consultazione di testi forniti dalla letteratura [7] che potessero fornire una stratigrafia simile o in un qualche modo riconducibile alla situazione in esame.

Di seguito si riportano, in formato tabellare, le stratigrafie murarie ipotizzate a partire dalle analisi presentate a inizio paragrafo.

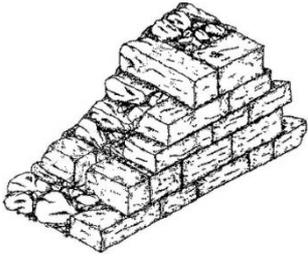
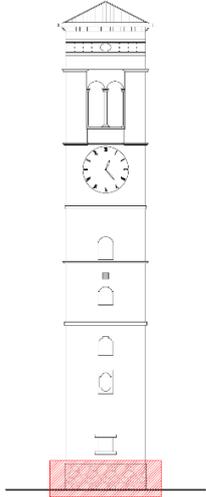
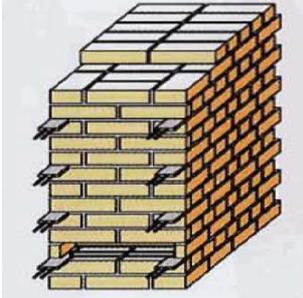
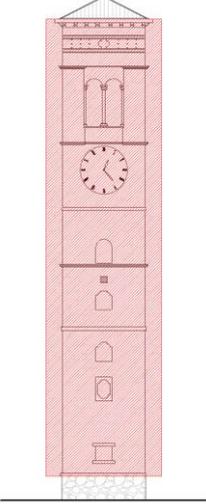
Stratigrafia	Descrizione	Collocazione
	<p>Muratura in blocchi di pietra ceppo non perfettamente squadri, con interposti mattoni e scaglie di pietra per livellare gli strati orizzontali.</p>	
	<p>La muratura esterna della Torre risulta composta da un unico strato di corsi regolari di mattoni mantenuti insieme da malta di calce.</p>	

Tabella 74: Dettagli stratigrafia muraria della Torre Archinti di Mezzago (MB)

L'obiettivo è, appunto, quello di applicare il modello semplificato LV1, di cui verranno poi forniti i dettagli tecnici, ed elaborare un modello tridimensionale attendibile che consenta di fornire una valutazione della vulnerabilità sismica e le modalità di un eventuale collasso durante l'attività sismica. Per poter procedere è, quindi, indispensabile giungere non solo ad una valutazione qualitativa della muratura, bensì è necessario determinare in modo realistico i parametri meccanici relativi a tale tipologia muraria. Questo è risultato possibile

basandosi sull'incrocio di più dati riferiti a prove effettivamente realizzate su paramenti murari o dati riferiti a letteratura esistente raccolti nei seguenti punti:

- Database denominato “*Niker Catalogue*” realizzato da docenti del Politecnico di Milano;

<b>Brick Masonry (Single-leaf)</b>			
<b>Pre-intervention Parameters</b>			
<b>Property</b>	<b>Symbol</b>	<b>Units</b>	<b>Range of Values</b>
Apparent density	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	18000 - 1950
Friction coefficient	$\mu$	[-]	0.25 – 0.30
Elastic modulus	E	[N/mm <sup>2</sup> ]	1000 - 12000
Shear modulus	G	[N/mm <sup>2</sup> ]	no values defined
Compressive strength	$f_{cns}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	5.00 – 27.00
Bond Strength (Adhesion, Tensile)	$f_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.032 – 0.95
Initial shear strength	$f_{v0}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	no values defined
Tensile strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	no values defined
Ductility	$\mu$	[-]	no values defined
Energy dissipation capacity	$E_{dis}/E_{inp}$	[%]	no values defined
Diameter	$\phi$	[mm]	no values defined

Tabella 75: Parametri muratura della Torre Archinti di Mezzago (MB) da *Niker Catalogue*

<b>Component Parameters</b>				
<b>Component</b>	<b>Property</b>	<b>Symbol</b>	<b>Units</b>	<b>Range of Values</b>
Mortar	Cohesion coefficient	C	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.60
	Compressive strength	$f_{cns}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.72 – 2.81
	Friction coefficient	$\mu$	[-]	0.73
	Tensile strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.32
	Tensile bond strength	$f_{tb}$	[MPa]	0.039 – 0.085
Solid brick	Tensile strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.00
	Apparent density	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1688 - 1724
	Water absorption	W	[kg/(m <sup>2</sup> ×h <sub>1</sub> /4)]	4.79 – 6.54
	Compressive strength	$f_{cns}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	10.52 – 16.00
	Flexural strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.44 – 3.28

Tabella 76: Parametri muratura della Torre Archinti di Mezzago (MB) da *Niker Catalogue*

\*Sono stati considerati dei parametri relativi ad una muratura sulla quale non sono stati effettuati interventi di consolidamento o risanamento

- *La normativa C8.A.1.A della Circolare 617/2009*

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura <b>Basamento</b>	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce <b>Torre</b>	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

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 paramento 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 squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

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

Figura 46: Parametri relativi alla muratura della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Cicolare 617/2009

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura

$$f_{d,base} = 260 \text{ N/cm}^2 = 2600 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{d,torre} = 240 \text{ N/cm}^2 = 2400 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{base} = \text{Peso specifico} = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$W_{torre} = \text{Peso specifico} = 18 \text{ kN/m}^3$$

Per quanto concerne le caratteristiche meccaniche della muratura, in assenza di prove tramite l'impiego di martinetti piatti o altro, si sceglie di prendere in considerazione una muratura in pietre a spacco con buona tessitura per il basamento e in mattoni pieni e malta di calce per il tronco, il cui valore, determinato in base alla normativa, rientra nel range numerico ricavato dal database Niker Catalogue. Si decide di ampliare il valore con un coefficiente maggiorativo, dato lo stato di buona conservazione della muratura in esame.

### 2.3.3 Azione Sismica: determinazione dello spettro di risposta

Per effettuare il calcolo dello spettro di risposta è necessario imporre alcune condizioni stabilite dalla NTC 2008 [8], la quale illustra il procedimento dettagliato. Viene utilizzato il foglio di calcolo Excel pre-impostato **Spettri-NTC**.

<b>Nazione</b>	Italia
<b>Regione</b>	Lombardia
<b>Comune</b>	Mezzago (MB)

#### Vita Nominale $V_N$

Deve essere determinata la vita nominale  $V_N$  intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Va determinata in base alla tabella sottostante:

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Figura 47: Vita Nominale  $V_N$  della Torre Archinti (MB) - NTC 2008

Si sceglie una  $V_N$  pari a 50.

## Classe d'uso $C_U$

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 48: Classe d'uso per la Torre Archinti di Mezzago (MB) - NTC 2008

L'edificio in esame, attualmente, non è utilizzato, ma, ai fini del calcolo della risposta sismica, si considera appartenente alla classe d'uso ordinaria II.

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

Figura 49: Classe d'uso e coefficiente  $C_U$  per la Torre Archinti di Mezzago (MB) - NTC 2008

## Vita di Riferimento $V_R$

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = 50 \quad (2.24)$$

### Stati limite e Probabilità di superamento $P_{VR}$

Gli stati limite sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a cui ci si riferisce per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati è riportato nella tabella 3.2.1 NTC-08:

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

Figura 50: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento - NTC 2008

### Periodo di ritorno $T_R$

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_C^*$ [s]	$P_{VR}$ [%]
SLO	30	0,024	2,516	0,181	81%
SLD	50	0,031	2,510	0,205	63%
<b>SLV</b>	<b>475</b>	<b>0,076</b>	<b>2,524</b>	<b>0,279</b>	<b>10%</b>
SLC	975	0,099	2,511	0,288	5%

Tabella 77: Parametri della Torre Archinti di Mezzago (MB)

$a_g$  = 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

### Categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo si è reso necessario risalire a documentazione esistente che riporti le variabili e i dettagli tecnici inerenti al terreno del comune di Mezzago. Le informazioni vengono prese direttamente dal rapporto tecnico per la componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio redatto per il comune di Mezzago nell'anno 2011. [23]

Secondo il rapporto tecnico, la categoria di suolo del comune di Mezzago è di tipo B, come riportano le tabelle seguenti, prese dal rapporto stesso:

<b>CARATTERISTICHE DEL SITO</b>				
Re.Mi.	MEZ			
V <sub>s30</sub> m/s	600			
CATEGORIA SUOLO	B			

<b>TIPI DI SUOLO DI FONDAZIONE</b>	
<b>A</b>	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V <sub>s30</sub> superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m
<b>B</b>	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V <sub>s30</sub> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT>50, o coesione non drenata cu>250 kPa)
<b>C</b>	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V <sub>s30</sub> compresi tra 180 e 360 m/s (15<NSPT<50, 70<cu<250 kPa)
<b>D</b>	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di V <sub>s30</sub> <180 m/s (NSPT<15, cu<70 kPa).
<b>E</b>	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V <sub>s30</sub> simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con V <sub>s30</sub> >800 m/s.

Figura 51: Velocità equivalente delle onde di taglio e categoria di sottosuolo del comune di Mezzago (MB) – Rapporto tecnico del Piano di Governo del Territorio

Il rapporto del comune di Mezzago fornisce direttamente i due coefficienti di amplificazione stratigrafica in funzione della categoria di sottosuolo:

I parametri relativi all'area in cui é state realizzata la prova sono:

- Accelerazione massima in superficie=**0.058g**,
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = **2.619**,
- $T_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = **0.281s**,
- Categoria di suolo di tipo “**B**”,
- Coefficiente di amplificazione litologica  $S_s=1.200$ ,
- Coefficiente di amplificazione litologica  $C_c=1.418$ ,

Figura 52: Parametri  $S_s$  e  $C_c$  della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Rapporto tecnico del Piano di Governo del Territorio del comune di Mezzago

### Categoria Topografica

Il rapporto del comune di Mezzago fornisce, inoltre, la categoria topografica e il relativo coefficiente di amplificazione topografica:

- Categoria topografica “**T1**”,
- Coefficiente di amplificazione topografica  $S_t=1.000$ ,

Figura 53: Categoria topografica e coefficiente di amplificazione topografica della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Rapporto tecnico del Piano di Governo del Territorio

Stato Limite							
Stato Limite considerato	SLV	info					
Risposta sismica locale							
Categoria di sottosuolo	B	info	$S_s =$	1,200	$C_c =$	1,420	info
Categoria topografica	T1	info	$h/H =$	0,000	$S_t =$	1,000	info
<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>							

Figura 54: Parametri del suolo estratti dal foglio di calcolo per la determinazione dello spettro sismico della Torre Archinti di Mezzago (MB)

### Fattore di Struttura

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di

iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto delle non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (2.25)$$

$q_0$  = è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  dove:

$\alpha_1$  = è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

$\alpha_u$  = è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Tale rapporto non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5. Qualora non si proceda ad una dettagliata analisi statica non lineare si faccia riferimento ai seguenti valori:

Costruzioni in muratura ordinaria ad un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
<b>Costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani</b>	<b><math>\alpha_u/\alpha_1 = 1,8</math></b>
Costruzioni in muratura armata ad un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
Costruzioni in muratura armata a due o più piani	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
Costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

Tabella 78: Valori di riferimento per il rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  (8)

<b>TIPOLOGIA STRUTTURALE</b>	<b><math>q_0</math></b>
<b>Costruzioni in muratura ordinaria</b>	<b><math>2,0 \alpha_u/\alpha_1</math></b>
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo Gerarchia delle Resistenze	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$

Tabella 79: Valore massimo del fattore di struttura (8)

$K_R$  = è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La Torre di Palazzo Archinti di Mezzago risulta essere regolare in altezza per cui verrà utilizzato  $K_R = 1$ .

Quindi assumeremo un fattore di struttura pari a:

$$q = q_0 \times K_R = 2,0 \alpha_u / \alpha_1 \times 1 = 2,0 \times 1,8 \times 1 = \mathbf{3,6} \quad (2.26)$$

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  utilizzato è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .

Per il caso in esame si assume, pertanto,  $q = \mathbf{1,5}$ .

Quanto appena discusso, relativamente al fattore di struttura, si riferisce a “moderne” murature in ottimo stato di conservazione e non a murature storiche a più teste, come nel caso della Torre di Palazzo Archinti di Mezzago. Per questo motivo, è essenziale approfondire tale tematica introducendo un fattore di struttura che si adatti maggiormente alle caratteristiche della struttura in esame per evitare un sovradimensionamento del momento resistente. Risulta indispensabile, quindi, prendere in esame murature “storiche”. È tuttavia fondamentale sottolineare il fatto che, data la complessità del comportamento reale di tali strutture, il progetto e l'analisi strutturale richiedono spesso l'introduzione di notevoli semplificazioni.

Si decide di adottare un fattore di struttura fortemente ridotto pari a  $\mathbf{2,5}$ .

Una volta raccolte tutte le informazioni di progetto è possibile ricavare lo spettro di risposta per ciascuno stato limite voluto (SLV).

## Spettro di Risposta SLV

Compon. orizzontale		Smorzamento $\xi$ (%)	5	$\eta =$	1,000	info
<input checked="" type="radio"/>	Spettro di progetto elastico (SLE)	Fattore $q_0$	2,5	Regol. in altezza	Sì	info
<input type="radio"/>	Spettro di progetto inelastico (SLU)					
Compon. verticale		Fattore q	1,5	$\eta =$	0,667	info
	Spettro di progetto					

Figura 55: Fattore di struttura delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre Archinti di Mezzago (MB)

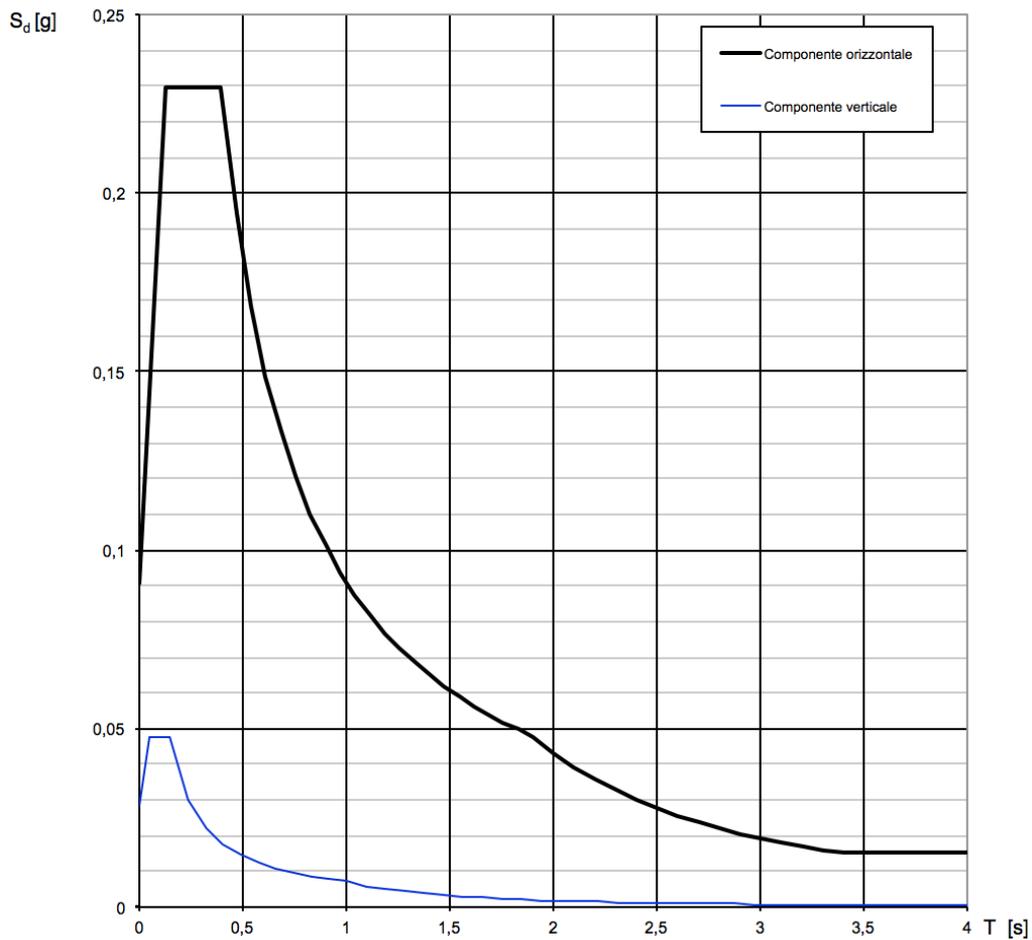


Figura 56: Spettro di Risposta Elastico Mezzago (MB)

Lo spettro di risposta prodotto viene definito di seguito tramite parametri dipendenti e indipendenti relativi alla componente orizzontale e verticale.

Componente Orizzontale	Componente Verticale																																																
<p><b>Parametri indipendenti</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLV</td></tr> <tr><td><math>a_g</math></td><td>0,076 g</td></tr> <tr><td><math>F_o</math></td><td>2,524</td></tr> <tr><td><math>T_c</math></td><td>0,279 s</td></tr> <tr><td><math>S_s</math></td><td>1,200</td></tr> <tr><td><math>C_c</math></td><td>1,420</td></tr> <tr><td><math>S_r</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>q</math></td><td>1,000</td></tr> </table> <p><b>Parametri dipendenti</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td><math>S</math></td><td>1,200</td></tr> <tr><td><math>\eta</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>T_B</math></td><td>0,132 s</td></tr> <tr><td><math>T_C</math></td><td>0,396 s</td></tr> <tr><td><math>T_D</math></td><td>1,903 s</td></tr> </table> <p><b>Espressioni dei parametri dipendenti</b></p> <p><math>S = S_s \cdot S_r</math> (NTC-08 Eq. 3.2.5)</p> <p><math>\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q</math> (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)</p> <p><math>T_B = T_c/3</math> (NTC-07 Eq. 3.2.8)</p> <p><math>T_C = C_c \cdot T_c^*</math> (NTC-07 Eq. 3.2.7)</p> <p><math>T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6</math> (NTC-07 Eq. 3.2.9)</p> <p><b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2.4)</p> <p><math>0 \leq T &lt; T_B</math> <math>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]</math></p> <p><math>T_B \leq T &lt; T_C</math> <math>S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o</math></p> <p><math>T_C \leq T &lt; T_D</math> <math>S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)</math></p> <p><math>T_D \leq T</math> <math>S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)</math></p>	STATO LIMITE	SLV	$a_g$	0,076 g	$F_o$	2,524	$T_c$	0,279 s	$S_s$	1,200	$C_c$	1,420	$S_r$	1,000	$q$	1,000	$S$	1,200	$\eta$	1,000	$T_B$	0,132 s	$T_C$	0,396 s	$T_D$	1,903 s	<p><b>Parametri indipendenti</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>STATO LIMITE</td><td>SLV</td></tr> <tr><td><math>a_{gv}</math></td><td>0,028 g</td></tr> <tr><td><math>S_s</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>S_r</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>q</math></td><td>1,500</td></tr> <tr><td><math>T_B</math></td><td>0,050 s</td></tr> <tr><td><math>T_C</math></td><td>0,150 s</td></tr> <tr><td><math>T_D</math></td><td>1,000 s</td></tr> </table> <p><b>Parametri dipendenti</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td><math>F_v</math></td><td>0,938</td></tr> <tr><td><math>S</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>\eta</math></td><td>0,667</td></tr> </table> <p><b>Espressioni dei parametri dipendenti</b></p> <p><math>S = S_s \cdot S_r</math> (NTC-08 Eq. 3.2.5)</p> <p><math>\eta = 1/q</math> (NTC-08 §. 3.2.3.5)</p> <p><math>F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}</math> (NTC-08 Eq. 3.2.11)</p> <p><b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2.10)</p> <p><math>0 \leq T &lt; T_B</math> <math>S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]</math></p> <p><math>T_B \leq T &lt; T_C</math> <math>S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v</math></p> <p><math>T_C \leq T &lt; T_D</math> <math>S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)</math></p> <p><math>T_D \leq T</math> <math>S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)</math></p>	STATO LIMITE	SLV	$a_{gv}$	0,028 g	$S_s$	1,000	$S_r$	1,000	$q$	1,500	$T_B$	0,050 s	$T_C$	0,150 s	$T_D$	1,000 s	$F_v$	0,938	$S$	1,000	$\eta$	0,667
STATO LIMITE	SLV																																																
$a_g$	0,076 g																																																
$F_o$	2,524																																																
$T_c$	0,279 s																																																
$S_s$	1,200																																																
$C_c$	1,420																																																
$S_r$	1,000																																																
$q$	1,000																																																
$S$	1,200																																																
$\eta$	1,000																																																
$T_B$	0,132 s																																																
$T_C$	0,396 s																																																
$T_D$	1,903 s																																																
STATO LIMITE	SLV																																																
$a_{gv}$	0,028 g																																																
$S_s$	1,000																																																
$S_r$	1,000																																																
$q$	1,500																																																
$T_B$	0,050 s																																																
$T_C$	0,150 s																																																
$T_D$	1,000 s																																																
$F_v$	0,938																																																
$S$	1,000																																																
$\eta$	0,667																																																

Tabella 80: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico della Torre Archinti di Mezzago (MB)

Componente Orizzontale		Componente Verticali	
T (s)	Se (g)	T (s)	Se (g)
0,000	0,091	0,000	0,028
<b>0,132</b>	<b>0,229</b>	<b>0,050</b>	<b>0,047</b>
<b>0,396</b>	<b>0,229</b>	<b>0,150</b>	<b>0,047</b>
0,468	0,194	0,235	0,030
0,540	0,168	0,320	0,022
0,612	0,149	0,405	0,018
0,683	0,133	0,490	0,015
0,755	0,120	0,575	0,012
0,827	0,110	0,660	0,011
0,899	0,101	0,745	0,010
0,970	0,094	0,830	0,009
1,042	0,087	0,915	0,008
1,114	0,082	<b>1,000</b>	<b>0,007</b>
1,186	0,077	1,094	0,006
1,257	0,072	1,188	0,005
1,329	0,068	1,281	0,004

1,401	0,065	1,375	0,004
1,473	0,062	1,469	0,003
1,544	0,059	1,563	0,003
1,616	0,056	1,656	0,003
1,688	0,054	1,750	0,002
1,760	0,052	1,844	0,002
1,831	0,050	1,938	0,002
<b>1,903</b>	<b>0,048</b>	2,031	0,002
2,003	0,043	2,125	0,002
2,103	0,039	2,219	0,001
2,203	0,036	2,313	0,001
2,302	0,033	2,406	0,001
2,402	0,030	2,500	0,001
2,502	0,028	2,594	0,001
2,602	0,026	2,688	0,001
2,702	0,024	2,781	0,001
2,802	0,022	2,875	0,001
2,902	0,021	2,969	0,001
3,101	0,018	3,156	0,001
3,201	0,017	3,250	0,001
3,401	0,015	3,438	0,001
3,501	0,015	3,531	0,001
3,601	0,015	3,625	0,001
3,700	0,015	3,719	0,001
3,900	0,015	3,906	0,000
4,000	0,015	4,000	0,000

Tabella 81: Parametri  $T(s)$  e  $Se(g)$  componente orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico della Torre Archinti di Mezzago (MB)

### 2.3.4 Valutazione del rischio sismico: Modello meccanico semplificato (LV1)

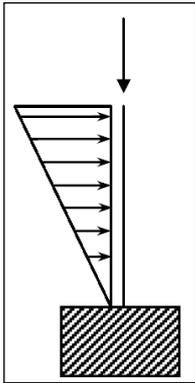
Metodo di analisi a scala territoriale. Tali tipologie di analisi sono atte a stilare una graduatoria di rischio sismico dei beni tutelati. Si procede con una valutazione quantitativa attraverso modelli meccanici semplificati [1] [6] facendo riferimento al collasso per presso-flessione, ovvero considerando la torre come una mensola sollecitata da un sistema di forze orizzontali oltre che dal peso proprio, che può raggiungere la crisi in una generica sezione per schiacciamento nella zona compressa a seguito della parzializzazione dovuta alla non resistenza a trazione.

Si riassumano nella tabella seguente i principali parametri per la determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione relativo al sito in esame:

Sito	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$T_{R,SLV}$	$P_{VR}$	$V_R$	$C_U$	Cat. sottosuolo	Cat. topografica
/	g	/	s	anni	%	anni	/	/	/
Mezzago (MB)	0,076	2,524	0,279	475	10	50	1,0	B	T1

Tabella 82: Parametri principali relativi allo Spettro di Risposta Elastico della Torre Archinti di Mezzago (MB)

Tale livello di verifica prevede che la torre venga suddivisa in un numero  $n$  di conci aventi ciascuno caratteristiche geometriche e meccaniche uniformi. Tali verifiche vengono effettuate in corrispondenza della sezione inferiore di ciascun cono con il seguente confronto:



$$M_{rd} (\text{capacità}) > M_{ed} (\text{domanda})$$

La capacità sismica è stimata assumendo uno *schema di struttura a mensola incastrata alla base*, con modalità di collasso per pressoflessione.

Figura 57: Schema struttura a mensola incastrata alla base

Prima di procedere con la vera e propria verifica è indispensabile definire alcune caratteristiche e ipotesi di calcolo relative alla Torre di Palazzo Archinti di Mezzago.

### Caratteristiche Torre Archinti

La Torre di Palazzo Archinti di Mezzago è stata suddivisa in **5 sezioni**. Tale scelta è legata a tre elementi in particolare:

- La presenza di aperture lungo l'intero sviluppo della torre non è particolarmente significativa, tuttavia vi è una ripetitività che potrebbe comportare una variazione del comportamento strutturale.
- La presenza di una scala interna, che termina ad una certa quota, può rappresentare un vincolo irrigidente della struttura fino a dove è presente la scala stessa.
- Altro motivo principale è la presenza di materiali diversi che compongono la stratigrafia della muratura perimetrale dell'edificio.
- La torre in questione è addossata a due edifici, che rappresentano, quindi, degli elementi di vincolo che influenzano il comportamento dell'edificio torre in caso di sisma.

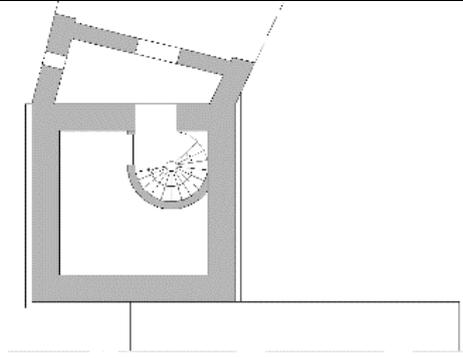
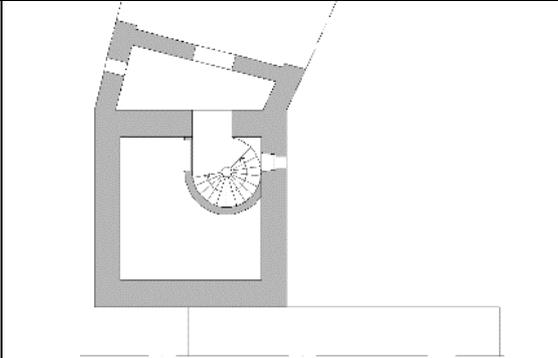
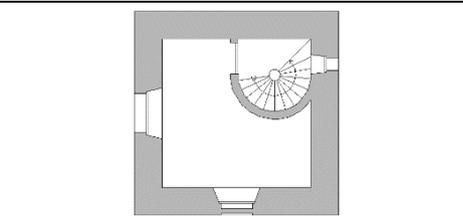
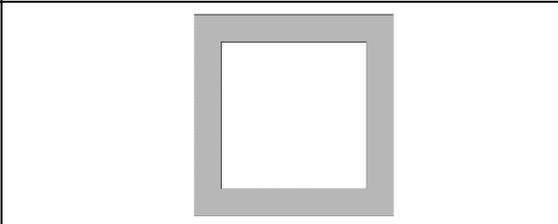
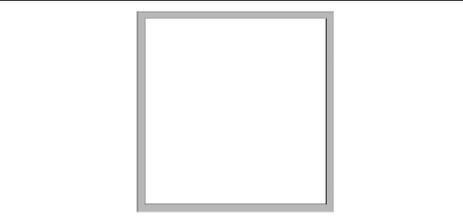
				
<b>N</b>	<b>Concio 1</b>		<b>Concio 2</b>	
Quota	0,00 m	1,70 m	1,70 m	9,56 m
h	1,70 m		7,86 m	
				
<b>N</b>	<b>Concio 3</b>		<b>Concio 4</b>	
Quota	9,56 m	22,55 m	22,55 m	30,00 m
h	12,99 m		7,45 m	
				
<b>N</b>	<b>Concio 5</b>			
Quota	30,00 m	31,77 m		
h	1,77 m			

Tabella 83: Sezioni dei conci della Torre Archinti di Mezzago (MB)

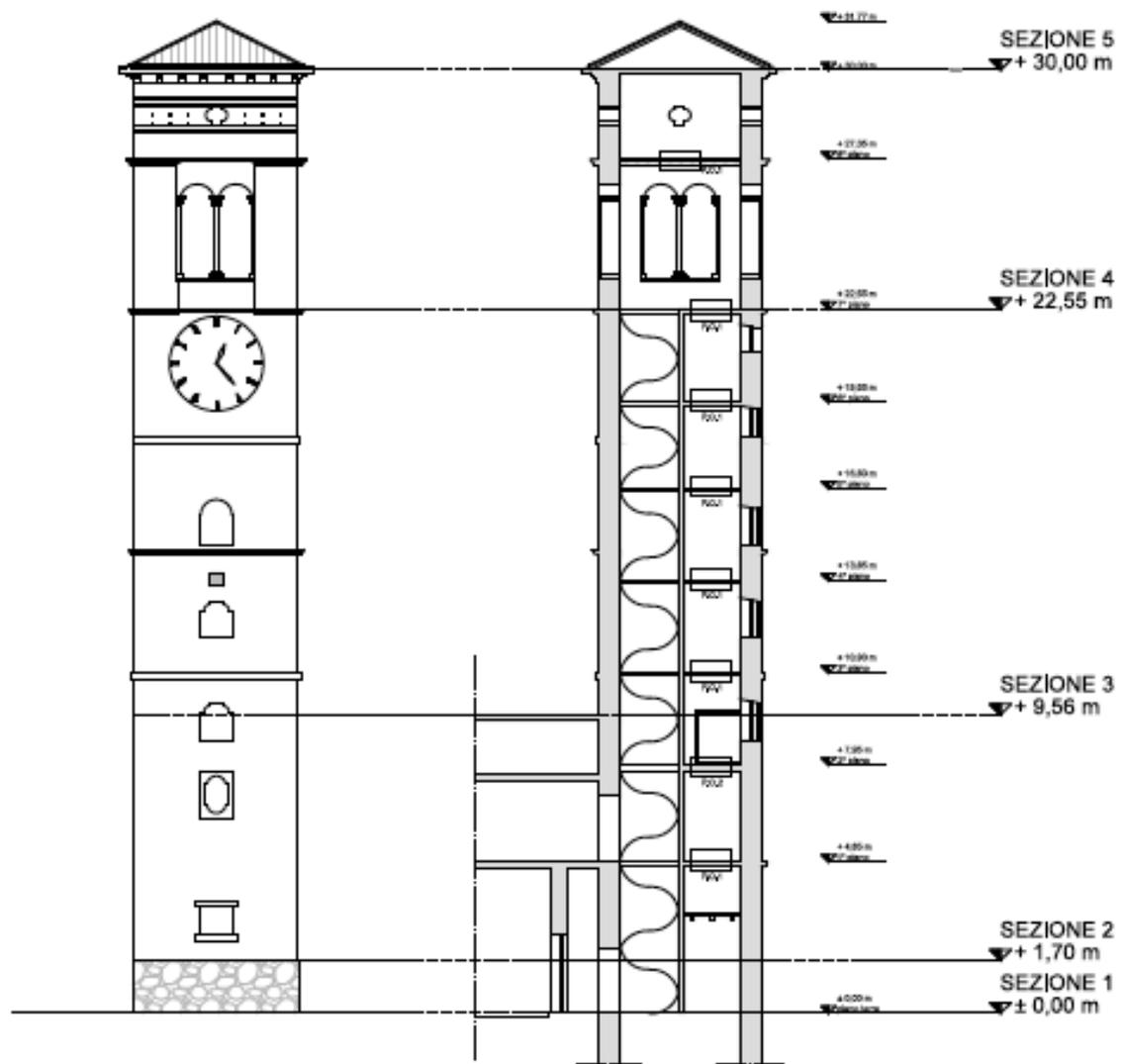


Figura 58: Sezioni dei conci della Torre Archinti di Mezzago (MB)

I solai presenti all'interno della Torre Archinti si ipotizzano in legno, tipo assito, oppure solettine in CA, entrambi su travi in legno massiccio.

	Tipologia	Materiale	Peso
SOLAI	P.O.1	Assito di legno	6,00 kN/m <sup>3</sup>
	P.O.2	Solettina in C.A.	25,00 kN/m <sup>3</sup>
TRAVI	T1	Legno massiccio	400 kg/m <sup>3</sup>

Tabella 84: Proprietà geometrico-materiche Partizioni Orizzontali e Travi della Torre Archinti di Mezzago (MB)

### Ipotesi di calcolo

- La verifica viene eseguita in corrispondenza di entrambe le direzioni principali di inerzia;
- Stante la tipologia del manufatto e la bassa presenza di aperture, non vi sono sostanziali riduzioni delle aree resistenti;
- Vengono considerate n. **5** sezioni, date dai fattori esplicitati sopra e relativi sia ai materiali utilizzati per la costruzione delle pareti perimetrali della Torre, sia a elementi geometri costruttivi presenti, che a condizioni al contorno particolari;
- La muratura viene considerata non resistente a trazione;
- Sezione rettangolare cava (in accordo con le Linee guida).

Area della sezione cava rettangolare:  $A_i = 2s_i(a_i + b_i - 2s_i) - B_i$

N. Sezione	$A_i$ (area resistente)	$s_i$ (spessore medio sezione resistente)	$a_i=b_i$	$B_i$
	$m^2$	$m$	$m$	$m^2$
<b>1</b>	11,85	0,70	5,20	0,75
<b>2</b>	11,58	0,70	5,20	1,02
<b>3</b>	10,97	0,70	5,20	1,63
<b>4</b>	12,60	0,70	5,20	0,00
<b>5</b>	4,56	0,23	5,20	0,00

Tabella 85: Parametri geometrici delle sezioni della Torre Archinti di Mezzago (BS)

- Per quanto riguarda i parametri relativi le caratteristiche meccaniche della muratura si impiegano i seguenti valori:

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura

$$f_{d,base} = 260 \text{ N/cm}^2 = 2600 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{d,torre} = 240 \text{ N/cm}^2 = 2400 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{base} = \text{Peso specifico} = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$W_{torre} = \text{Peso specifico} = 18 \text{ kN/m}^3$$

N. Sezione	Quota	Altezza Sezione	Area sezione resistente (alla base del concio)	Peso Muratura sezione	Peso muratura cumulativo
	m	m	m <sup>2</sup>	kN	kN
<b>1</b>	0,00	1,70	11,85	423,16	6.462,07
<b>2</b>	1,70	7,86	11,58	1.638,81	6.038,91
<b>3</b>	9,56	12,99	10,97	2.565,01	4.400,10
<b>4</b>	22,55	7,45	12,60	1.689,66	1.835,10
<b>5</b>	30,00	1,77	4,56	145,44	145,44

Tabella 86: Analisi dei Carichi Torre Archinti di Mezzago (MB)

N. Sez	Solaio	Area solaio	Spessore solaio	Peso Solaio	Tipologia Trave	Peso Trave	Peso complessivo sezione	Peso complessivo cumulativo
	/	m <sup>q</sup>	m	kN	/	kN	kN	kN
<b>1</b>							423,16	6.784,53
<b>2</b>	P.O.1	11,42	0,04	11,42	T1	0,50	1.708,33	6.361,37
	P.O.2	11,42	0,20	57,10	T1	0,50		
<b>3</b>	P.O.1	72,20	0,04	72,20	T1	0,50	2.637,71	4.653,04
<b>4</b>	P.O.1	14,44	0,04	14,44	T1	0,50	1.704,60	2.015,34
<b>5</b>	P.O.2	32,96	0,20	164,80	T1	0,50	310,74	310,74

Tabella 87: Analisi dei Carichi della Torre Archinti di Mezzago (MB)

**M<sub>rd</sub> sezione rettangolare cava**

$$M_{rd} = \frac{\sigma_{0i} A_i}{2} \left( b_i - \frac{\sigma_{0i} A_i}{0,85 \alpha_i f_d} \right) \quad (2.27)$$

Dove:

$\sigma_{0i}$  = tensione di compressione media dovuta ai carichi gravitazionali;

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura;

$A_i$  = area della sezione depurata da eventuali aperture;

$b_i$  = dimensione del lato parallelo alla direzione sismica;

$\alpha_i$  = dimensione del lato ortogonale alla direzione sismica.

I due lati della torre hanno la stessa dimensione, essendo la torre a base quadrata, quindi, si ritiene di effettuare a verifica numerica per una sola direzione.

N. Sezione	A <sub>i</sub> (area resistente)	a <sub>i</sub> =b <sub>i</sub>	W cumulativo	σ <sub>0i</sub>	M <sub>rd</sub>
	m <sup>2</sup>	m	kN	kN/m <sup>2</sup>	kNm
<b>1</b>	11,85	5,2	6.784,53	572,37	<b>16.193,39</b>
<b>2</b>	11,58	5,2	6.361,37	549,18	<b>15.267,96</b>
<b>3</b>	10,97	5,2	4.653,04	424,16	<b>11.417,58</b>
<b>4</b>	12,60	5,2	2.015,34	159,95	<b>5.112,24</b>
<b>5</b>	4,56	5,2	310,74	68,07	<b>804,88</b>

Tabella 88: Momento resistente della Torre Archinti di Mezzago (MB)

Il momento sollecitante M<sub>ed</sub> viene valutato applicando alla mensola una distribuzione lineare in altezza di forze orizzontali F<sub>i</sub>, valutate a partire dalla pericolosità sismica del sito. Tali azioni debbono essere applicate nel baricentro di ogni concio e determinate con la seguente espressione:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} (0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg}) = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h \quad (2.28)$$

Dove:

$W_i$  e  $W_k$  = peso del concio i-esimo e k-esimo;

$z_i$  e  $z_k$  = quota del baricentro del concio i-esimo e k-esimo rispetto alla fondazione;

$S_d(T_1)$  = ordinata dello spettro di risposta di progetto determinata a partire dallo spettro elastico diviso per un fattore di struttura  $q$  (nel caso in esame pari a 2,5);

$T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della torre nella direzione di calcolo;

$g$  = accelerazione di gravità;

$W = \sum W_i$  è il peso complessivo della struttura.

$$F_h = (0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg})$$

Si assume che per una torre il periodo fondamentale sia sempre maggiore di  $T_B$ , periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Deve, quindi, essere stimato il valore di  $T_1$  che, secondo le NTC 2008, può essere calcolato in assenza di specifiche informazioni, con la formula:

$$T_1 = 0,05H^{0,75} \quad (2.29)$$

Viene presa in esame un'altra modalità di calcolo di  $T_1$  tramite la quale si giunge alla determinazione dei seguenti valori:

<b>Periodo Proprio di oscillazione</b>	
$T_1 = 0,05H^{0,75}$	<b>0,67 s</b>
$T_1 = 0,013H^{1,10}$	0,58 s

Tabella 89: Periodo proprio di oscillazione della Torre Archinti di Mezzago (MB)

$\gamma$  = peso per unità di volume

$I = H$  = altezza

$\rho = \frac{I}{A}$  = momento di inerzia in rapporto con  $A$

$E$  = modulo elastico

Una volta calcolato il periodo proprio di oscillazione utilizzando lo spettro di risposta precedentemente determinato, si individua il valore di  $S_d(T_1)$ :

Poiché  $T_C \leq T_1 \leq T_D$  si avrà:  $S_d(T_1) = a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_C}{T_1} \right) = 0,136 \times 1,20 \times 1,00 \times 2,524 \times \left( \frac{0,396}{0,67} \right) = 2,394 \text{ m/s}^2$

$$F_h = \left( 0,85 \cdot S_d(T_1) \frac{W}{qg} \right) = \left( 0,85 \times 2,394 \times \frac{6784,53}{2,5 \times 9,8} \right) = 562,93 \text{ kN}$$

N. Sez.	Quota $z_i$	Altezza Sezione	Area sezione resistente (alla base del concio)	Peso complessivo sezione $W_i$	Peso Complessivo cumulativo $\Sigma w_i$	$W_i \times z_i$ (nel baricentro)	$F_i$ (forza sismica)
	m	m	mq	kN	kN	kNm	kN
1	0,00	1,70	11,85	423,16	6.784,53	359,69	1,90
2	1,70	7,86	11,58	1.708,33	6.361,37	9.617,87	50,74
3	9,56	12,99	10,97	2.637,71	4.653,04	42.348,36	223,40
4	22,55	7,45	12,60	1.704,60	2.015,34	44.788,36	236,27
5	30,00	1,77	4,56	310,74	310,74	9.597,05	50,63
							<b>562,93</b>

Tabella 90: Forze Statiche Equivalenti della Torre Archinti di Mezzago (MB)

La somma delle forze sismiche agenti in corrispondenza del baricentro di ciascuna sezione è pari al taglio alla base  $F_h$ .

Nota l'entità delle forze sismiche è possibile calcolare la risultante agente nell' $i$ -esima sezione di verifica:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} \left( 0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg} \right) = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h \quad (2.30)$$

Si calcola, infine, la quota  $z_{hi}$  del punto di applicazione della risultante  $F_{hi}$ :

$$z_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k^2}{\sum_{k=i}^n W_k z_k} \quad (2.31)$$

Si ricava, quindi, il valore del momento sollecitante  $M_{ed}$ .

Dove :

$z_i^*$  è la quota della  $i$ -esima sezione di verifica rispetto alla base;

$z_k$  è la quota del baricentro della massa del  $k$ -esimo settore rispetto alla base, avente peso

$W_k$ .

$$M_{ed} = F_{hi} (z_{hi} - z_i^*) \quad (2.32)$$

N. Sez.	$W_i \times z_i$ (nel baricentro)	$W_i \times z_i$ (cumulativa)	$F_{hi}$	$W_i \times z_i^2$ (nel baricentro)	$W_i \times z_i^2$ (cumulativa)	$z_{hi}$	$M_{ed}$
	kNm	kNm	kN	kNm <sup>2</sup>	kNm <sup>2</sup>	m	kNm
1	359,69	106.711,34	562,93	305,74	2.207.576,48	20,69	11.645,47
2	9.617,87	106.351,65	561,03	54.148,62	2.207.270,75	20,75	10.690,11
3	42.348,36	96.733,78	510,29	679.902,92	2.153.122,13	22,26	6.479,81
4	44.788,36	54.385,42	286,90	1.176.814,29	1.473.219,21	27,09	1.302,07
5	9.597,05	9.597,05	50,63	296.404,92	296.404,92	30,89	44,80

Tabella 91: Momento sollecitante della Torre Archinti di Mezzago (MB)

Si traccia, quindi, la curva di resistenza in cui viene evidenziato l'andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della torre.

N. Sezione	$M_{ed}$	$M_{rd}$	Verifica
	kNm	kNm	/
1	11.645,47	16.193,39	<b>VERIFICATO</b>
2	10.690,11	15.267,96	<b>VERIFICATO</b>
3	6.479,81	11.417,58	<b>VERIFICATO</b>
4	1.302,07	5.112,24	<b>VERIFICATO</b>
5	44,80	804,88	<b>VERIFICATO</b>

Tabella 92: Verifica di resistenza della Torre Archinti di Mezzago (MB)

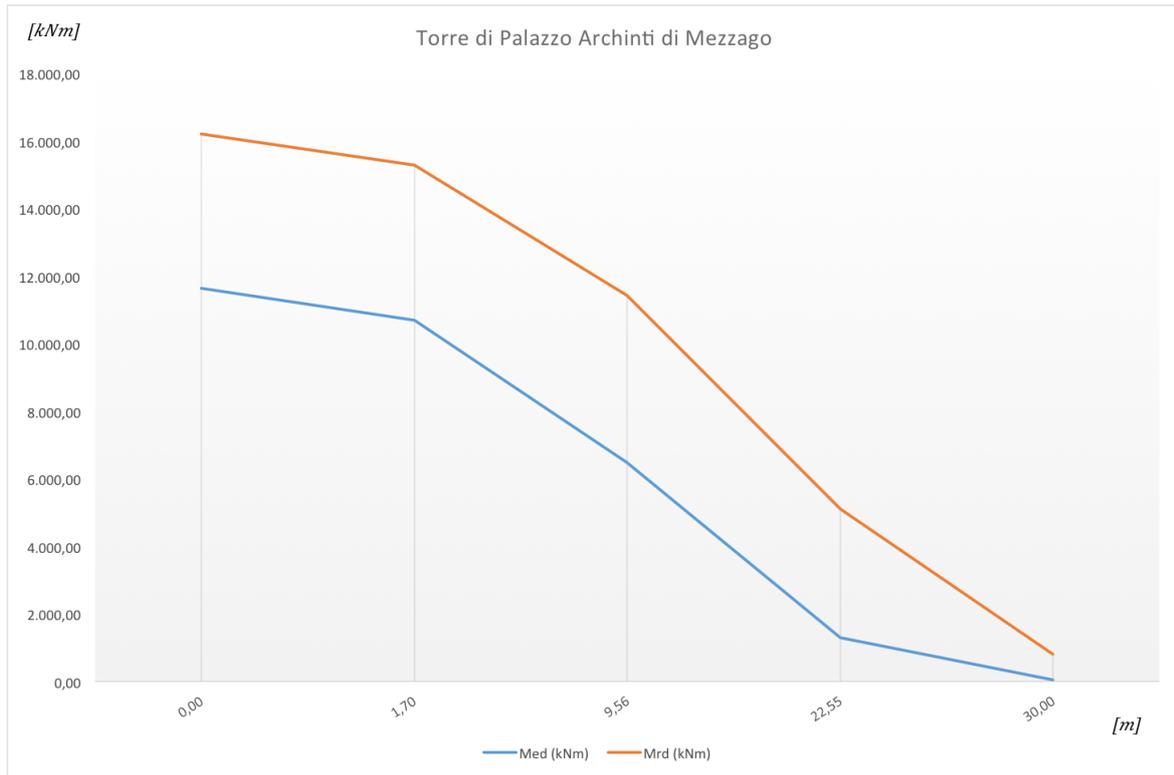
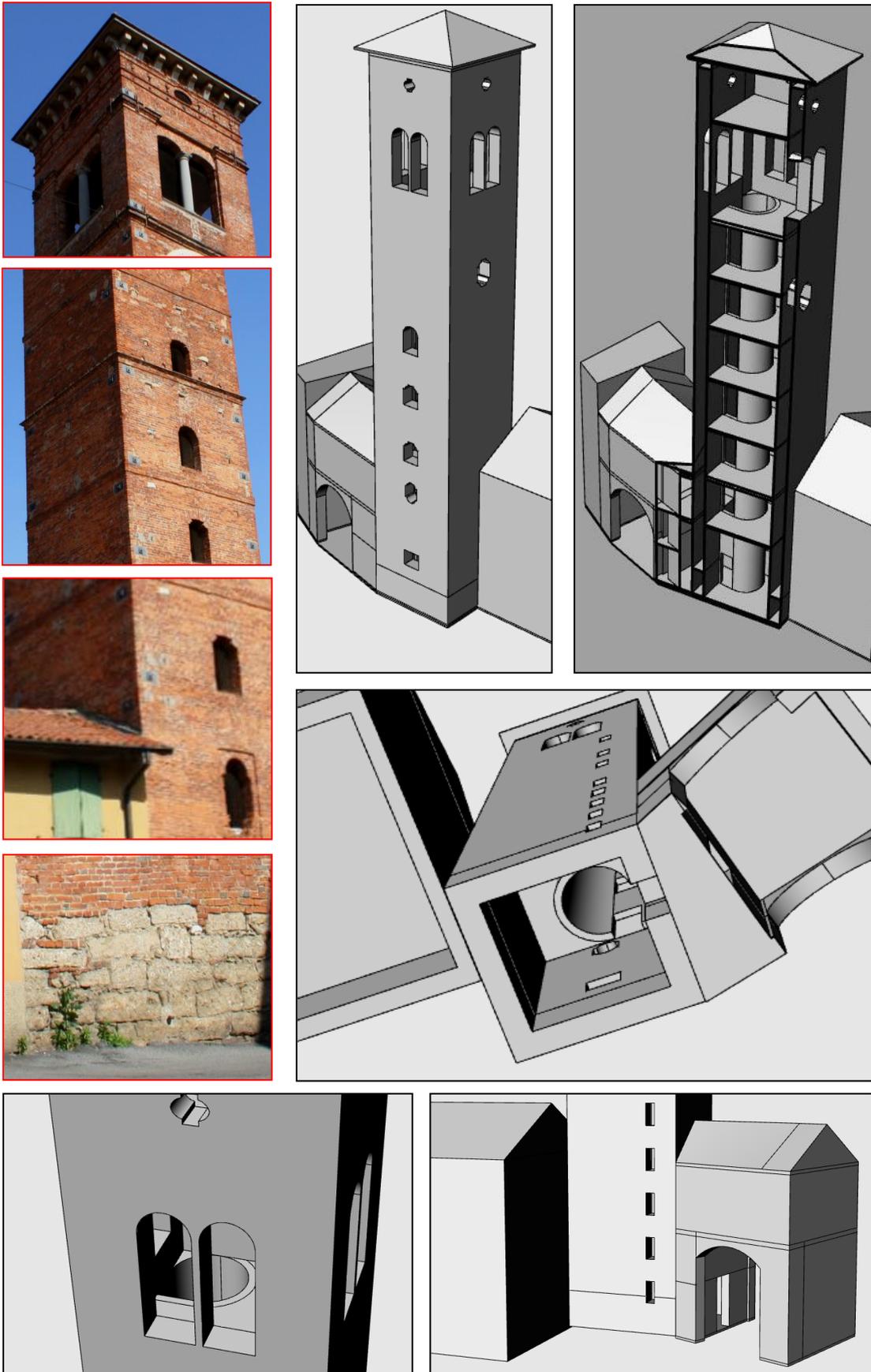


Figura 59: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della Torre Archinti di Mezzago (MB)

Dal grafico è possibile vedere come il momento sollecitante sia ampiamente entro i limiti del momento resistente, lungo tutto lo sviluppo in altezza della torre. Ciò è dato, presumibilmente, dalla regolarità di forma della torre stessa e dalla sostanziale assenza di grandi aperture, se non in sommità. Una brusca diminuzione di differenza tra i due momenti si ha in corrispondenza delle arcate della cella campanaria dove, infatti, sono presenti grandi aperture su tutti e quattro i lati della torre, le quali riducono notevolmente la sezione resistente della struttura.

### 2.3.5 Modellazione 3D: Torre Archinti di Mezzago (MB)



## 2.4 Torre con pianta rettangolare addossata ad un altro edificio: Torrazzo di Cesano Maderno

Il Torrazzo si trova nel comune di Cesano Maderno in provincia di Monza e Brianza.

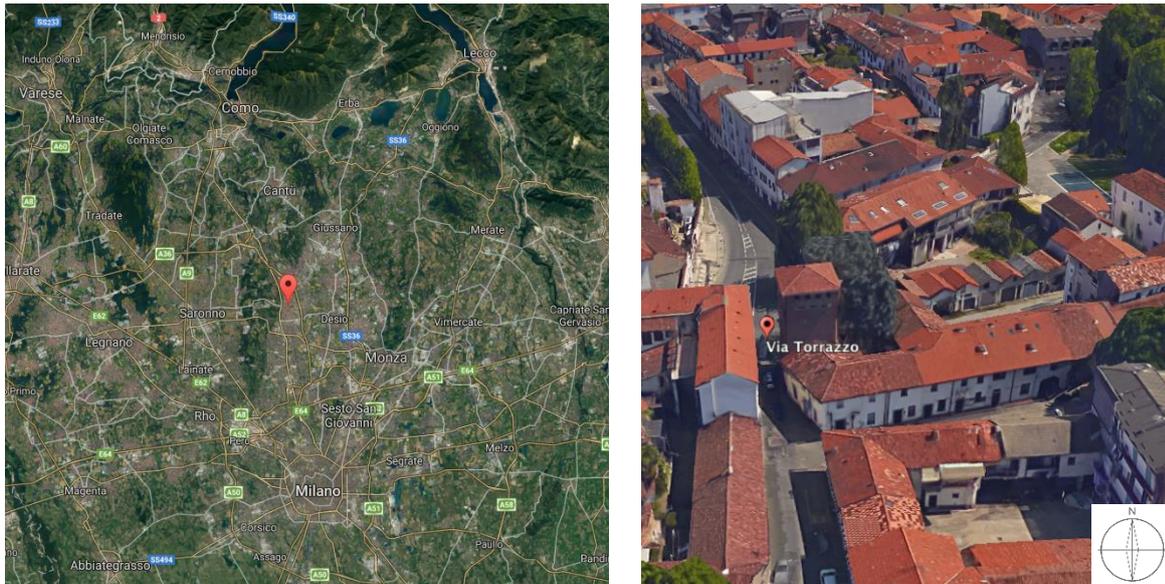


Figura 60: Inquadramento geografico del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

### 2.4.1 Indagine conoscitiva



L'edificio è a pianta quadrata di lato pari a circa 6,70 m, elevato su quattro piani fino alla quota di circa 15,50 m in gronda, con prospetti privi di elementi decorativi.

La base, fino ad una quota di circa due metri sul piano di campagna, ha il paramento in ceppo a forte bugnatura e, in origine, era priva di aperture (caratteristica comune a tutte le torri isolate). I muri sono di grande spessore e vanno

da 1,60 m alla base a 1,20 m del piano sottostante al coronamento.

Gli orizzontamenti hanno struttura portante in legno e ripartiscono l'interno della torre in quattro piani. Il piano terra ha altezza di 3,50 m circa, mentre gli altri hanno altezza di 3,00 m.

Il piano di coronamento è coperto da un tetto realizzato con strutture in legno e manto di tegole a canale.

Il piano terra, attualmente, non è in comunicazione con quelli sovrastanti. L'accesso tra gli altri piani, invece, è permesso mediante una scaletta in legno.

Nella base sono state realizzate tre aperture, rispettivamente nei lati nord, est e sud, in epoche successive al cambio di destinazione d'uso da militare a residenziale.

Sopra all'apertura si trova, ben conservato, un arco a tutto sesto realizzato con mattoni appositamente sagomati.

I paramenti esterni sono in muratura di mattoni, nei quali si aprono alcune feritoie. Le feritoie compaiono al secondo e al terzo piano in tutti e quattro i lati, mentre al primo piano si apre una sola feritoia sul lato ovest e una specola per l'osservazione sul lato nord.

Le murature interne, esclusi i piani terra e primo dove sono realizzati in parte in muratura di mattoni come all'esterno, sono costituite da corsi di ciottoli a spina di pesce con interposto un filare di mattoni di testa e di piatto. Nello spessore delle murature la calce è profusa con ciottolame. Le malte, invece, di colore prevalentemente bianco-grigiastro, appaiono di buona qualità.

La struttura della copertura è di tipo ligneo e, con buona probabilità, ricalca l'andamento originale.

Murature di tamponamento sono interposte tra gli spigoli: hanno uno spessore di circa 25 cm e sono, in buona parte, realizzate in "opus incertum", e forate, su tre dei quattro lati, da quattro aperture ad arco ribassato con dimensioni 0,60 x 0,85 m circa. È possibile datare le aperture al XVI secolo quando l'ultimo piano della torre venne trasformato in piccionaia. A questo scopo, inoltre, ci sono numerose aperture a sezione triangolare nei tamponamenti stessi. Sul lato sud della torre, le aperture sono solamente due.

I carpentieri che realizzarono la capriata di copertura tralasciarono di collegare il monaco con la catena sottostante, per cui il monaco e le saette non assolvono ad alcuna funzione e la capriata si riduce al semplice schema statico triangolare.

Dai sondaggi effettuati, le fondazioni dell'edificio sono costituite da ciottoli di fiume cementati con malta di calce e raggiungono la profondità di circa 1,80 m rispetto al piano di campagna. La larghezza del cordolo di fondazione si ipotizza sia largo circa 2,00 m.

Si riportano di seguito i prospetti e le principali sezioni orizzontali:

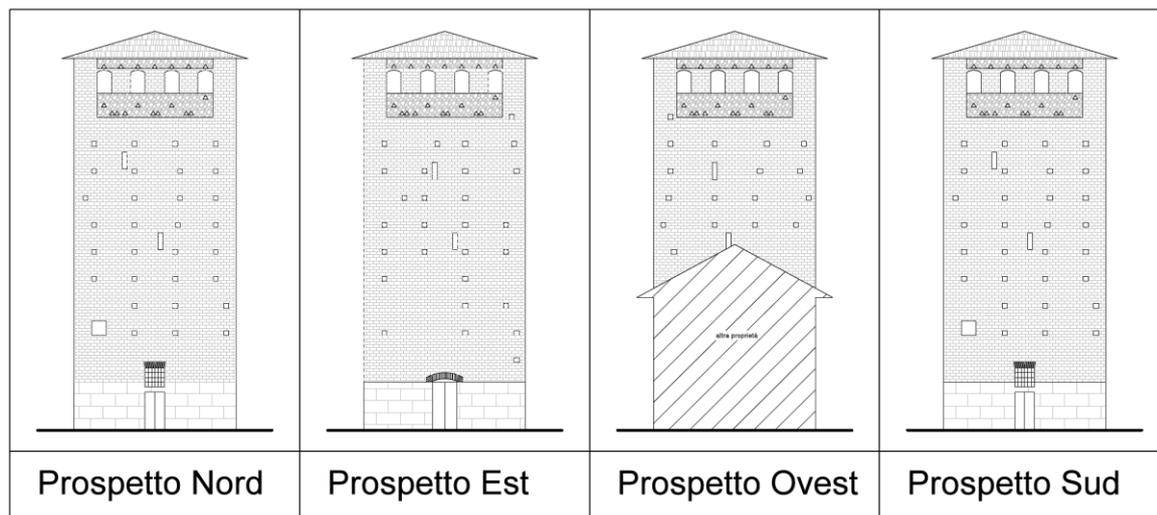


Tabella 93: Prospetti del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

## 2.4.2 Materiali da costruzione

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della tipologia di materiale da costruzione impiegato per la torre in analisi è stato sufficiente basarsi sulla documentazione reperita sul SIRBeC - Sistema Informativo dei Beni Culturali della Regione Lombardia. Esso, infatti, offre una catalogazione del patrimonio culturale lombardo sotto forma di schede descrittive che riportano informazioni riguardanti la tipologia, i materiali e le tecniche di realizzazione, l'ubicazione, la denominazione, l'autore e il periodo di realizzazione.

La scheda SERBeC relativa al Torrazzo di Cesano Maderno riporta in modo dettagliato i materiali e le tecniche costruttive utilizzate per la realizzazione della torre: il Torrazzo di Cesano Maderno è caratterizzato principalmente da una muratura portante a sacco con matrice interna in calce e ciottolame e paramenti come segue:

- Paramento esterno in ceppo con forte bugnatura per la base, in muratura di mattoni per la maggior parte dell'altezza e in corsi di ciottoli a spina di pesce in sommità;

- Paramento interno in muratura di mattoni al piano terra e primo piano, in corsi di ciottoli a spina di pesce con interposto un filare di mattoni di testa e di piatto per i restanti piani superiori.

La stratigrafia della muratura è, quindi, deducibile direttamente dalle informazioni reperite.

Oltre a confronti con la letteratura è risultato fondamentale osservare con attenzione la torre in esame cercando di comprendere da quali elementi e paramenti fosse effettivamente caratterizzata. Si riporta, qui di seguito, una breve rassegna fotografica accompagnata da una descrizione che mostri lo stato di conservazione, ma soprattutto le caratteristiche e le peculiarità di tale muratura. Tale documentazione non fa riferimento ad alcun documento specifico inerente le caratteristiche dei materiali, ma semplicemente ci si riferisce ad una attenta osservazione e a logiche conclusioni fondate sulle caratteristiche visibili della torre.

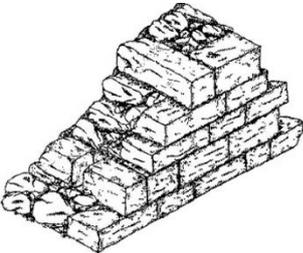
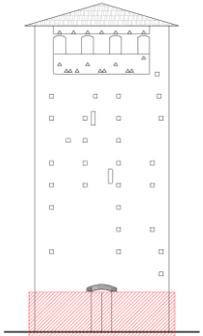
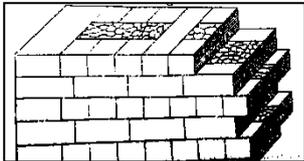
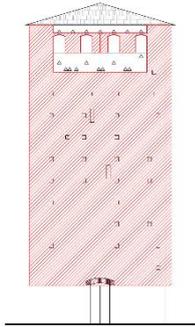
	<b>Documentazione Fotografica</b>	<b>Descrizione</b>
1		<p>L'immagine mostra la facciata est. Gran parte dell'altezza della torre è realizzata con un paramento esterno in mattoni di colore rosso e marrone a faccia vista. La disposizione dei mattoni è pressoché ordinata e regolare, in quanto la funzione del paramento esterno è chiaramente quella di dare importanza e visibilità all'edificio stesso. In questa immagine sono visibili alcune zone in cui il mattone risulta particolarmente degradato e zone dove, presumibilmente, sono avvenute delle sostituzioni di mattoni.</p>
2		<p>Tale immagine raffigura il basamento della torre, il cui paramento esterno è realizzato in blocchi di pietra ceppo con forte bugnatura. Il basamento si eleva fino ad un'altezza di circa 200 cm dal livello stradale.</p>

3		<p>Nella parte alta della torre è presente una zona il cui paramento esterno è realizzato con corsi di ciottoli a spina di pesce. Sono presenti anche aperture triangolari riconducibili alla funzione di piccionaia, data all'ultimo piano nel corso del XVI secolo.</p>
---	-----------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tabella 94: Materiali da costruzione del Torrizzo di Cesano Maderno (MB)

Dopo aver elaborato tale rassegna fotografica, si è resa necessaria la consultazione di testi forniti dalla letteratura [7] che potessero fornire una stratigrafia simile o, in un qualche modo, riconducibile alla situazione in esame.

Di seguito si riportano, in formato tabellare, le stratigrafie murarie ipotizzate a partire dalle analisi presentate a inizio paragrafo.

Stratigrafia	Descrizione	Collocazione
	<p>Il basamento della torre ha muratura portante a sacco con matrice interna in calce e ciottolame e paramento esterno in blocchi di pietra ceppo con forte bugnatura e paramento interno in muratura di mattoni.</p>	
	<p>Gran parte della muratura esterna della torre è a sacco con matrice interna in calce e ciottolame e paramento esterno in muratura di mattoni e paramento interno in corsi di ciottoli a spina di pesce con interposto un filare di mattoni di testa e di piatto.</p>	

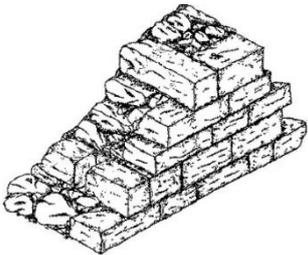
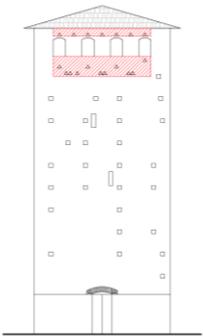
	<p>La zona della piccionaia è costituita da una muratura portante a sacco con matrice interna in calce e ciottolame e paramento esterno in corsi di ciottoli a spina di pesce e paramento interno in corsi di ciottoli a spina di pesce con interposto un filare di mattoni di testa e di piatto.</p>	
-----------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------

Tabella 95: Dettagli stratigrafia muraria del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

L'obiettivo è, appunto, quello di applicare il modello semplificato LV1, di cui verranno poi forniti i dettagli tecnici, ed elaborare un modello tridimensionale attendibile che consenta di fornire una valutazione della vulnerabilità sismica e le modalità di eventuale collasso durante l'attività sismica. Per poter procedere è quindi indispensabile giungere non solo ad una valutazione qualitativa della muratura, bensì è necessario determinare, in modo realistico, i parametri meccanici relativi tale tipologia muraria. Questo è risultato possibile basandosi sull'incrocio di più dati riferiti a prove effettivamente realizzate su paramenti murari e dati riferiti a letteratura esistente raccolti nei seguenti punti:

- Database denominato **“Niker Catalogue”** realizzato da docenti del Politecnico di Milano;

Brick Masonry (Multi-leaf)			
Pre-intervention Parameters			
Property	Symbol	Units	Range of Values
Apparent density	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	no values defined
Elastic modulus	E	[N/mm <sup>2</sup> ]	719 - 2470
Peak Strain	$\varepsilon$	[x 10(-3)]	3.00 – 5.50
Onset of cracking	$\sigma_{cr}$	[MPa]	1.40 – 2.80
Shear modulus	G	[N/mm <sup>2</sup> ]	no values defined
Compressive strength	$f_{cns}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.00 – 13.21
Bond Strength (Adhesion, Tensile)	$f_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.032 – 0.95
Initial shear strength	$f_{v0}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	no values defined
Tensile strength	$f_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.38
Ductility	$\mu$	[-]	no values defined
Energy dissipation capacity	$E_{dis}/E_{inp}$	[%]	no values defined

Tabella 96: Parametri muratura Torrazzo di Cesano Maderno (MB) da Niker Catalogue

Component Parameters				
Component	Property	Symbol	Units	Range of Values
Mortar	Bond strength (Adhesion, Tensile)	$f_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.031 – 0.95
Solid brick	Elastic modulus	E	[N/mm <sup>2</sup> ]	1255 – 2411

Tabella 97: Parametri muratura del Torrazzo di Cesano Maderno (MB) da Niker Catalogue

\*Sono stati considerati dei parametri relativi ad una muratura sulla quale non sono stati effettuati interventi di consolidamento o risanamento.

- **La normativa C8.A.1.A della Circolare 617/2009**

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

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 paramento 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 quadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

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

Figura 61: Parametri relativi alla muratura del Torrazzo di Cesano Maderno (MB) - Circolare 617/2009

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura

$$f_d = 280 \text{ N/cm}^2 = 2800 \text{ kN/m}^2$$

$$W = \text{Peso specifico} = 20 \text{ kN/m}^3$$

Per quanto concerne, quindi, le caratteristiche meccaniche della muratura, in assenza di prove tramite l'impiego di martinetti piatti o altro, si sceglie di prendere in considerazione una muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore il cui valore, determinato in base alla normativa, rientra nel range numerico ricavato dal database Niker Catalogue. Si decide di non ampliare il valore della resistenza visto lo stato di conservazione della muratura in esame non ottimale.

### 2.4.3 Azione Sismica: determinazione dello spettro di risposta

Per effettuare il calcolo dello spettro di risposta è necessario imporre alcune condizioni stabilite dalla NTC 2008 [8], la quale illustra il procedimento dettagliato. Viene utilizzato il foglio di calcolo Excel pre-impostato **Spettri-NTC**.

<b>Nazione</b>	Italia
<b>Regione</b>	Lombardia
<b>Comune</b>	Cesano Maderno (MB)

## Vita Nominale $V_N$

Deve essere determinata la vita nominale  $V_N$ , intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Va determinata in base alla tabella sottostante:

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Figura 62: Vita nominale  $V_N$  del Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008

Si sceglie una  $V_N$  pari a 50.

## Classe d'uso $C_U$

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 63: Classe d'uso per il Torrizzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008

L'edificio in esame, attualmente, non è utilizzato, ma, ai fini del calcolo della risposta sismica, si considera appartenente alla classe d'uso ordinaria II.

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

Figura 64: Classe d'uso e coefficiente  $C_U$  per il Torrazzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008

### Vita di Riferimento $V_R$

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = 50 \quad (2.33)$$

### Stati limite e Probabilità di superamento $P_{VR}$

Gli stati limite sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati è riportato nella tabella 3.2.1 NTC-08:

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

Figura 65: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento - NTC 2008

### Periodo di ritorno $T_R$

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_C^*$ [s]	$P_{VR}$ [%]
SLO	30	0,018	2,560	0,159	81%
SLD	50	0,022	2,535	0,187	63%
<b>SLV</b>	<b>475</b>	<b>0,046</b>	<b>2,654</b>	<b>0,279</b>	<b>10%</b>
SLC	975	0,056	2,693	0,299	5%

Tabella 98: Parametri del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

$a_g$  = 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

### Categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo si è reso necessario risalire a documentazione esistente che riporti le variabili e i dettagli tecnici inerenti al terreno del comune di Cesano Maderno. L'indagine viene effettuata nell'anno 2013 per redigere la componente geologica, idrogeologica e sismica della relazione tecnica allegata al Documento di Piano del comune di Cesano Maderno. [20] [21] [22]

La relazione fornisce già la categoria sismica del sottosuolo e il relativo valore della velocità di propagazione delle onde di taglio:

Area Omogenea	$V_{s30}$	Categoria sismica
1	267 m/s	C
2	286 m/s	C
3	230 m/s	C

Figura 66: Velocità equivalente delle onde di taglio e categoria di sottosuolo del comune di Cesano Maderno (MB) - Relazione di Piano del comune di Cesano Maderno

Di seguito si riportano le tabelle relative alla tipologia di sottosuolo fornite dalle NTC 2008.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Figura 67: Descrizione della categoria di sottosuolo per il Torrazzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008

Le NTC 2008 forniscono, inoltre, dei coefficienti di amplificazione stratigrafica in funzione della categoria di sottosuolo:

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

Figura 68: Parametri  $S_s$  e  $C_c$  per il Torrazzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008

Ai fini dell'analisi verrà preso in considerazione SLV.

## Categoria Topografica

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 69: Categoria topografica del Torrazzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008

Per il sito di progetto, sub-pianeggiante, si potrà tenere conto di una categoria topografica **T1**.

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 del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Figura 70: Valori del coefficiente di amplificazione topografica del Torrazzo di Cesano Maderno (MB) - NTC 2008

Stato Limite			
Stato Limite considerato	SLV	info	
Risposta sismica locale			
Categoria di sottosuolo	C	info	$S_s = 1,500$
Categoria topografica	T1	info	$C_c = 1,600$ info
			$h/H = 0,000$
			$S_T = 1,000$ info
<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>			

Figura 71: Parametri del suolo estratti dal foglio di calcolo per la determinazione dello spettro sismico del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

## Fattore di Struttura

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di

iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto delle non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (2.34)$$

$q_0$  = è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  dove:

$\alpha_1$  = è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

$\alpha_u$  = è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Tale rapporto non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5. Qualora non si proceda ad una dettagliata analisi statica non lineare si faccia riferimento ai seguenti valori:

Costruzioni in muratura ordinaria ad un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
<b>Costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani</b>	<b><math>\alpha_u/\alpha_1 = 1,8</math></b>
Costruzioni in muratura armata ad un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
Costruzioni in muratura armata a due o più piani	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
Costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

Tabella 99: Valori di riferimento per il rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  (8)

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$
<b>Costruzioni in muratura ordinaria</b>	<b>2,0 <math>\alpha_u/\alpha_1</math></b>
Costruzioni in muratura armata	2,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo Gerarchia delle Resistenze	2,5 $\alpha_u/\alpha_1$

Tabella 100: Valore massimo del fattore di struttura (8)

$K_R$  = è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Il Torrazzo di Cesano Maderno risulta essere regolare in altezza per cui verrà utilizzato

**$K_R = 1$ .**

Quindi assumeremo un fattore di struttura pari a:

$$\mathbf{q} = q_0 \times K_R = 2,0 \alpha_u / \alpha_1 \times 1 = 2,0 \times 1,8 \times 1 = \mathbf{3,6} \quad (2.35)$$

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  utilizzato è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .

Per il caso in esame si assume pertanto  **$q = 1,5$** .

Quanto appena discusso, relativamente il fattore di struttura, si riferisce a “moderne” murature in ottimo stato di conservazione e non a murature a sacco, come nel caso del Torrazzo di Cesano Maderno. Per questo motivo, è essenziale approfondire tale tematica introducendo un fattore di struttura che si adatti maggiormente alle caratteristiche della struttura in esame per evitare un sovradimensionamento del momento resistente. Risulta indispensabile, quindi, prendere in esame le murature “storiche”. È tuttavia fondamentale sottolineare il fatto che, data la complessità del comportamento reale di tali strutture, il progetto e l'analisi strutturale richiedono spesso l'introduzione di notevoli semplificazioni.

Si decide di adottare un fattore di struttura fortemente ridotto pari a **2,5**.

Una volta raccolte tutte le informazioni di progetto è possibile ricavare lo spettro di risposta per ciascuno stato limite voluto (SLV).

### Spettro di Risposta SLV

Compon. orizzontale			
<input checked="" type="radio"/>	Spettro di progetto elastico (SLE)	Smorzamento $\xi$ (%)	5
<input type="radio"/>	Spettro di progetto inelastico (SLU)	Fattore $q_0$	2,5
		Regol. in altezza	Si
Compon. verticale			
	Spettro di progetto	Fattore $q$	1,5
		$\eta =$	0,667

Figura 72: Fattore di struttura delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

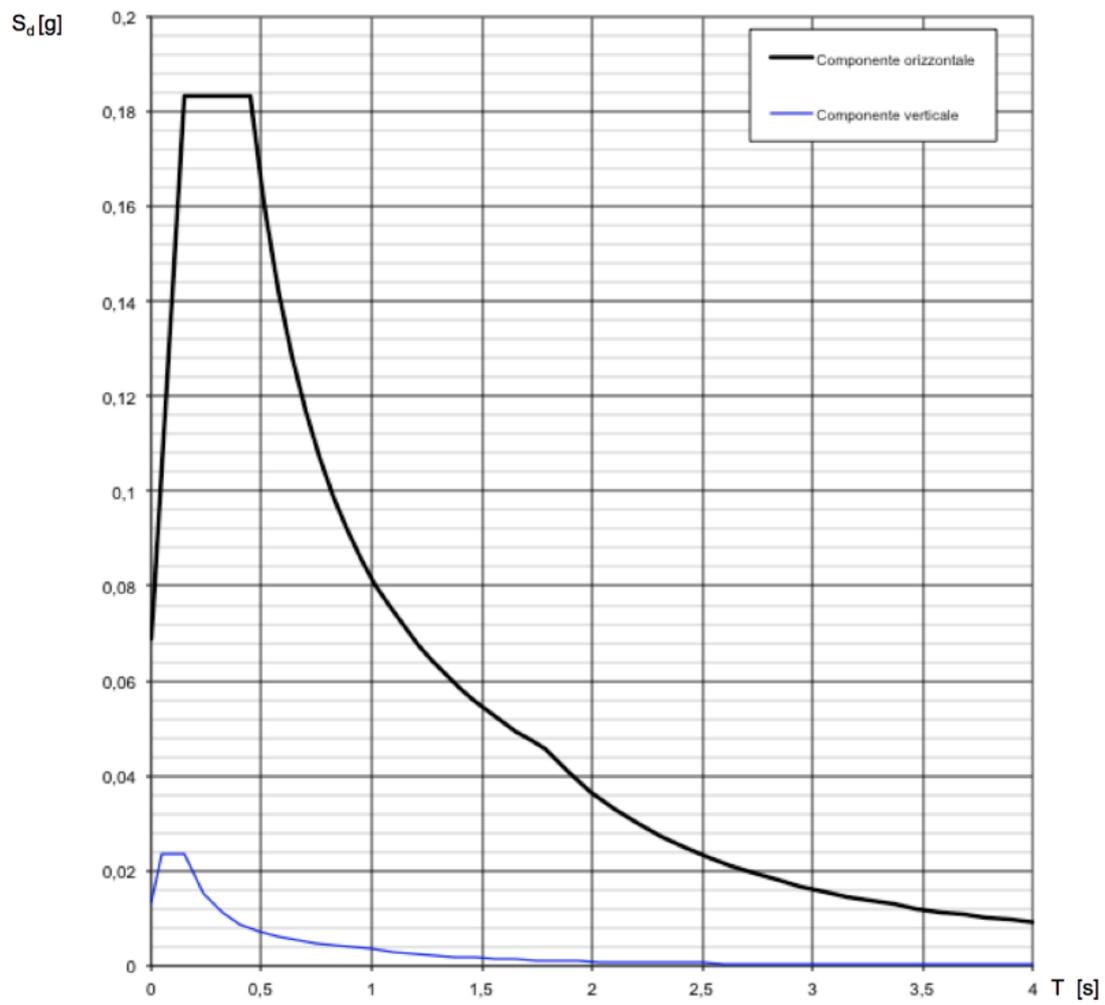


Figura 73: Spettro di Risposta Elastico comune di Cesano Maderno (MB)

Componente Orizzontale		Componente Verticale																																	
<b>Parametri indipendenti</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>a_g</math></td><td>0,046 g</td></tr> <tr><td><math>F_0</math></td><td>2,654</td></tr> <tr><td><math>T_C</math></td><td>0,279 s</td></tr> <tr><td><math>S_S</math></td><td>1,500</td></tr> <tr><td><math>C_C</math></td><td>1,600</td></tr> <tr><td><math>S_T</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>q</math></td><td>1,000</td></tr> </tbody> </table>		STATO LIMITE	SLV	$a_g$	0,046 g	$F_0$	2,654	$T_C$	0,279 s	$S_S$	1,500	$C_C$	1,600	$S_T$	1,000	$q$	1,000	<b>Parametri indipendenti</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>a_{gv}</math></td><td>0,013 g</td></tr> <tr><td><math>S_S</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>S_T</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>q</math></td><td>1,500</td></tr> <tr><td><math>T_B</math></td><td>0,050 s</td></tr> <tr><td><math>T_C</math></td><td>0,150 s</td></tr> <tr><td><math>T_D</math></td><td>1,000 s</td></tr> </tbody> </table>		STATO LIMITE	SLV	$a_{gv}$	0,013 g	$S_S$	1,000	$S_T$	1,000	$q$	1,500	$T_B$	0,050 s	$T_C$	0,150 s	$T_D$	1,000 s
STATO LIMITE	SLV																																		
$a_g$	0,046 g																																		
$F_0$	2,654																																		
$T_C$	0,279 s																																		
$S_S$	1,500																																		
$C_C$	1,600																																		
$S_T$	1,000																																		
$q$	1,000																																		
STATO LIMITE	SLV																																		
$a_{gv}$	0,013 g																																		
$S_S$	1,000																																		
$S_T$	1,000																																		
$q$	1,500																																		
$T_B$	0,050 s																																		
$T_C$	0,150 s																																		
$T_D$	1,000 s																																		
<b>Parametri dipendenti</b> <table border="1"> <tbody> <tr><td><math>S</math></td><td>1,500</td></tr> <tr><td><math>\eta</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>T_B</math></td><td>0,149 s</td></tr> <tr><td><math>T_C</math></td><td>0,446 s</td></tr> <tr><td><math>T_D</math></td><td>1,784 s</td></tr> </tbody> </table>		$S$	1,500	$\eta$	1,000	$T_B$	0,149 s	$T_C$	0,446 s	$T_D$	1,784 s	<b>Parametri dipendenti</b> <table border="1"> <tbody> <tr><td><math>F_v</math></td><td>0,769</td></tr> <tr><td><math>S</math></td><td>1,000</td></tr> <tr><td><math>\eta</math></td><td>0,667</td></tr> </tbody> </table>		$F_v$	0,769	$S$	1,000	$\eta$	0,667																
$S$	1,500																																		
$\eta$	1,000																																		
$T_B$	0,149 s																																		
$T_C$	0,446 s																																		
$T_D$	1,784 s																																		
$F_v$	0,769																																		
$S$	1,000																																		
$\eta$	0,667																																		
<b>Espressioni dei parametri dipendenti</b> $S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5) $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5) $T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8) $T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7) $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)		<b>Espressioni dei parametri dipendenti</b> $S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5) $\eta = 1/q$ (NTC-08 §. 3.2.3.5) $F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)																																	
<b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2.4)		<b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2.10)																																	
$0 \leq T < T_B$ : $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$ $T_B \leq T < T_C$ : $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$ $T_C \leq T < T_D$ : $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$ $T_D \leq T$ : $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$		$0 \leq T < T_B$ : $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$ $T_B \leq T < T_C$ : $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$ $T_C \leq T < T_D$ : $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$ $T_D \leq T$ : $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$																																	

Tabella 101: Parametri delle componenti orizzontale e verticale dello Spettro di Risposta Elastico del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

Componente Orizzontale		Componente Verticale	
T (s)	Se (g)	T (s)	Se (g)
0,000	0,069	0,000	0,013
<b>0,149</b>	<b>0,183</b>	<b>0,050</b>	<b>0,024</b>
<b>0,446</b>	<b>0,183</b>	<b>0,150</b>	<b>0,024</b>
0,510	0,160	0,235	0,015
0,574	0,143	0,320	0,011
0,638	0,128	0,405	0,009
0,701	0,117	0,490	0,007
0,765	0,107	0,575	0,006
0,829	0,099	0,660	0,005
0,892	0,092	0,745	0,005
1,020	0,080	0,915	0,004
1,083	0,076	<b>1,000</b>	<b>0,004</b>
1,147	0,071	1,094	0,003
1,211	0,068	1,188	0,003
1,275	0,064	1,281	0,002
1,338	0,061	1,375	0,002

1,402	0,058	1,469	0,002
1,466	0,056	1,563	0,001
1,529	0,054	1,656	0,001
1,593	0,051	1,750	0,001
1,657	0,049	1,844	0,001
1,721	0,048	1,938	0,001
<b>1,784</b>	<b>0,046</b>	2,031	0,001
1,890	0,041	2,125	0,001
2,101	0,033	2,313	0,001
2,206	0,030	2,406	0,001
2,312	0,027	2,500	0,001
2,417	0,025	2,594	0,001
2,523	0,023	2,688	0,000
2,628	0,021	2,781	0,000
2,734	0,020	2,875	0,000
2,839	0,018	2,969	0,000
2,945	0,017	3,063	0,000
3,050	0,016	3,156	0,000
3,156	0,015	3,250	0,000
3,261	0,014	3,344	0,000
3,367	0,013	3,438	0,000
3,472	0,012	3,531	0,000
3,578	0,011	3,625	0,000
3,683	0,011	3,719	0,000
3,789	0,010	3,813	0,000
3,894	0,010	3,906	0,000
4,000	0,009	4,000	0,000

Tabella 102: Parametri  $T(s)$  e  $Se(g)$  componente orizzontale e verticale Spettro di Risposta Elastico del Torrizzo di Cesano Maderno (MB)

#### 2.4.4 Valutazione del rischio sismico: Modello meccanico semplificato (LV1)

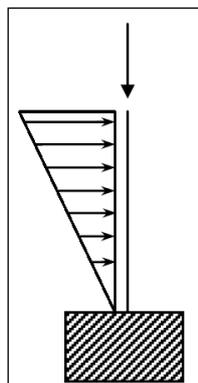
Metodo di analisi a scala territoriale. Tali tipologie di analisi sono atte a stilare una graduatoria di rischio sismico dei beni tutelati. Si procede con una valutazione quantitativa attraverso modelli meccanici semplificati [1] [6] facendo riferimento al collasso per presso-flessione, ovvero considerando la torre come una mensola sollecitata da un sistema di forze orizzontali, oltre che dal peso proprio, che può raggiungere la crisi in una generica sezione per schiacciamento nella zona compressa a seguito della parzializzazione dovuta alla non resistenza a trazione.

Si riassumano nella tabella seguente i principali parametri relativi la determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione relativo al sito in esame:

Sito	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$T_{R,SLV}$	$P_{VR}$	$V_R$	$C_U$	Cat. sottosuolo	Cat. topografica
/	g	/	s	anni	%	anni	/	/	/
Cesano Maderno (MB)	0,046	2,654	0,279	475	10	50	1,0	C	T1

Tabella 103: Parametri principali relativi allo Spettro di Risposta Elastico del Torrizzo di Cesano Maderno (MB)

Tale livello di verifica prevede che la torre venga suddivisa in un numero  $n$  di conci aventi ciascuno caratteristiche geometriche e meccaniche uniformi. Tali verifiche vengono effettuate in corrispondenza della sezione inferiore di ciascun concio con il seguente



confronto:

$$M_{rd} \text{ (capacità)} > M_{ed} \text{ (domanda)}$$

La capacità sismica è stimata assumendo uno *schema di struttura a mensola incastrata alla base*, con modalità di collasso per pressoflessione.

Prima di procedere con la vera e propria verifica è indispensabile definire alcune caratteristiche e ipotesi di calcolo relative la Torre di San Martino della Battaglia.

Figura 74: Schema struttura a mensola incastrata alla base

### Caratteristiche Torrizzo

Il Torrizzo di Cesano Maderno è stato suddivisa in **10 sezioni**. Tale scelta è legata a tre elementi in particolare:

- La presenza di aperture lungo l'intero sviluppo della torre non è particolarmente significativa, tuttavia vi è una ripetitività che potrebbe comportare una variazione del comportamento strutturale;
- La restrematura dello spessore della muratura perimetrale è uno dei principali motivi della suddivisione in 10 sezioni poiché l'area della sezione resistente muta in modo consistente cambiando e caratterizzando il comportamento strutturale lungo l'altezza dell'edificio.

- Altro motivo principale è la presenza di materiali diversi che compongono la stratigrafia della muratura perimetrale dell'edificio.

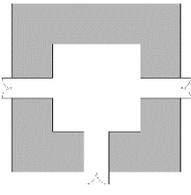
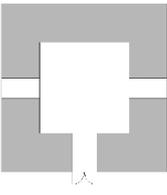
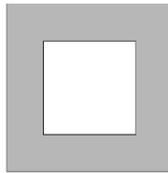
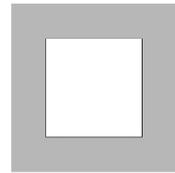
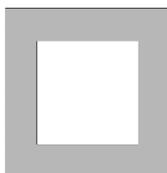
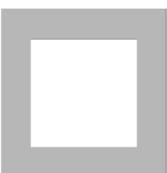
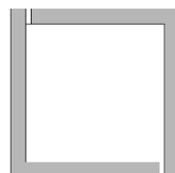
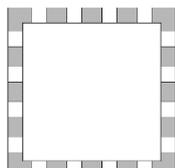
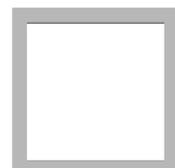
								
<b>N</b>	<b>Concio 1</b>		<b>Concio 2</b>		<b>Concio 3</b>		<b>Concio 4</b>	
Quota	0,00 m	2,00 m	2,00 m	3,50 m	3,50 m	6,50 m	6,50 m	9,50 m
h	2,00 m		1,50 m		3,00 m		3,00 m	
								
<b>N</b>	<b>Concio 5</b>		<b>Concio 6</b>		<b>Concio 7</b>			
Quota	9,50 m	12,50 m	12,50 m	13,06 m	13,0625 m	14,06 m		
h	3,00 m		0,5625 m		1,00 m			
								
<b>N</b>	<b>Concio 8</b>		<b>Concio 9</b>		<b>Concio 10</b>			
Quota	14,06 m	14,48 m	14,4875 m	15,09 m	15,09 m	15,50 m		
h	0,425 m		0,6075 m		0,405 m			

Tabella 104: Sezioni dei conci del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

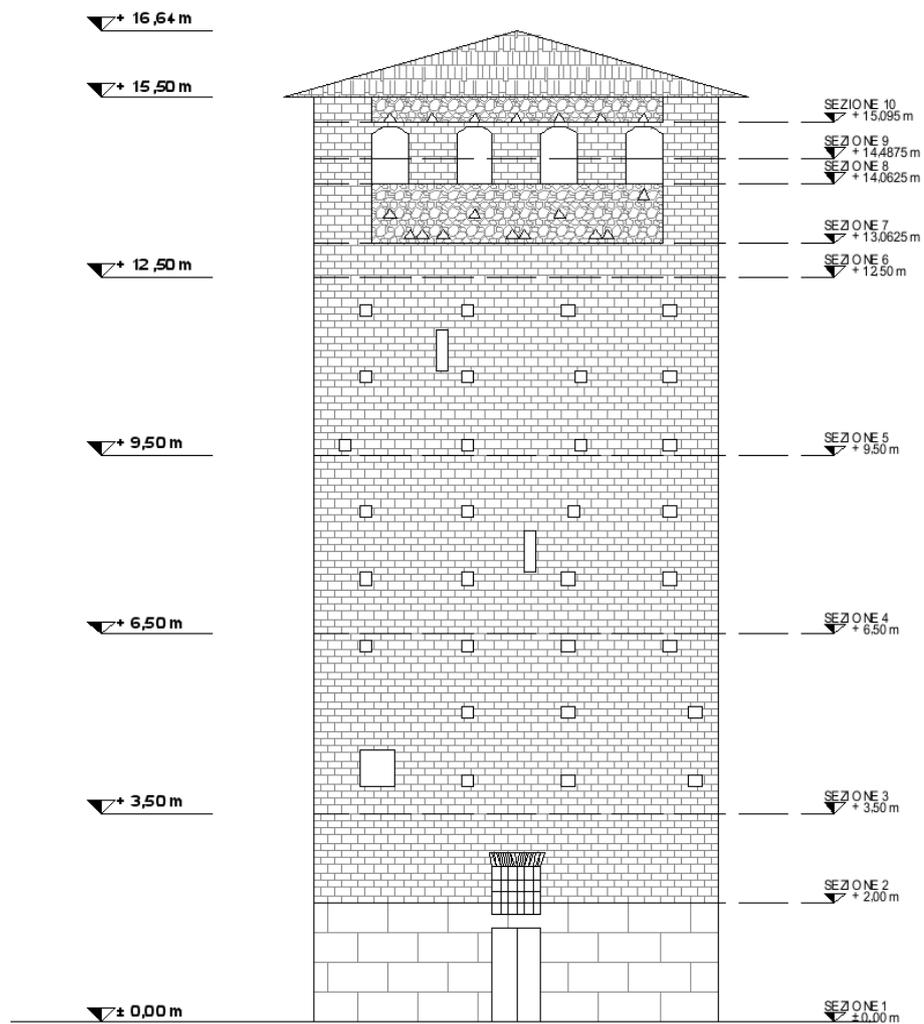


Figura 75: Sezioni dei conci del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

I solai presenti all'interno del Torrazzo si ipotizzano in legno, tipo assito, su travi in legno massiccio.

	Tipologia	Materiale	Peso
SOLAI	P.O.1	Assito di legno	6,00 kN/m <sup>3</sup>
TRAVI	T1	Legno massiccio	400 kg/m <sup>3</sup>

Tabella 105: Proprietà geometrico-materiche Partizioni Orizzontali e Travi del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

### Ipotesi di calcolo

- La verifica viene eseguita in corrispondenza di entrambe le direzioni principali di inerzia;
- Stante la sezione rettangolare della torre, la verifica viene eseguita in corrispondenza di entrambe le direzioni principale di inerzia;
- Stante la tipologia del manufatto e la bassa presenza di aperture, non vi sono sostanziali riduzioni delle aree resistenti;
- Vengono considerati n. **10** sezioni, date dalla tipologia di materiali che compongono le pareti perimetrali della Torre;
- La muratura viene considerata non resistente a trazione;
- Sezione rettangolare cava (in accordo con le Linee guida).

Per ciascun settore viene calcolato il valore di  $a_i$  tramite la seguente espressione:

Area della sezione cava rettangolare:  $A_i = 2s_i(a_i + b_i - 2s_i) - B_i$

N. Sezione	$A_i$ (area resistente)	$s_i$ (spessore medio sezione resistente)	$a_i=b_i$	$B_i$
	$m^2$	$m$	$m$	$m^2$
<b>1</b>	28,48	1,600	6,70	4,16
<b>2</b>	27,73	1,536	6,70	4,00
<b>3</b>	31,02	1,488	6,70	0,00
<b>4</b>	29,55	1,392	6,70	0,00
<b>5</b>	28,01	1,296	6,70	0,00
<b>6</b>	26,40	1,200	6,70	0,00
<b>7</b>	14,40	0,600	6,70	0,24
<b>8</b>	14,64	0,600	6,70	0,00
<b>9</b>	8,88	0,600	6,70	5,76
<b>10</b>	14,64	0,600	6,70	0,00

Tabella 106: Parametri geometrici sezioni del Torrazzo di Cesano Maderno (BS)

- Per quanto riguarda i parametri relativi le caratteristiche meccaniche della muratura si impiegano i seguenti valori:

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura

$$f_d = 280 \text{ N/cm}^2 = 2800 \text{ kN/m}^2$$

$$W = \text{peso specifico} = 20 \text{ kN/m}^3$$

N. Sezione	Quota	Altezza Sezione	Area sezione resistente (alla base del concio)	Peso Muratura sezione	Peso muratura cumulativo
	m	m	mq	kN	kN
1	0,00	2,00	28,48	1.139,20	8.222,41
2	2,00	1,50	27,73	831,83	7.083,21
3	3,50	3,00	31,02	1.861,31	6.251,38
4	6,50	3,00	29,55	1.773,30	4.390,07
5	9,50	3,00	28,01	1.680,86	2.616,78
6	12,50	0,56	26,40	297,00	935,92
7	13,06	1,00	14,40	288,00	638,92
8	14,06	0,43	14,64	124,44	350,92
9	14,49	0,61	8,88	107,89	226,48
10	15,10	0,40	14,64	118,58	118,58

Tabella 107: Analisi dei Carichi del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

N. Sez.	Solaio	Area solaio	Spessore solaio	Peso Solaio	Tipologia Trave	Peso Trave	Peso complessivo sezione	Peso complessivo cumulativo
	/	m <sup>2</sup>	m	kN	/	kN	kN	kN
1							1.139,20	8.238,29
2							831,83	7.099,09
3	P.O.1	13,87	0,04	3,33	T1	0,50	1.865,14	6.267,26
4	P.O.1	13,09	0,04	3,14	T1	0,50	1.776,94	4.402,12
5	P.O.1	14,63	0,04	3,51	T1	0,50	1.684,87	2.625,18
6	P.O.1	16,24	0,04	3,90	T1	0,50	301,40	940,31
7							288,00	638,92
8							124,44	350,92
9							107,89	226,48
10							118,58	118,58

Tabella 108: Analisi dei Carichi del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

$M_{rd}$  sezione rettangolare cava

$$M_{rd} = \frac{\sigma_{0i} A_i}{2} \left( b_i - \frac{\sigma_{0i} A_i}{0,85 \alpha_i f_d} \right) \quad (2.36)$$

Dove:

$\sigma_{0i}$  = tensione di compressione media dovuta ai carichi gravitazionali;

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura;

$A_i$  = area della sezione depurata da eventuali aperture;

$b_i$  = dimensione del lato parallelo alla direzione sismica;

$a_i$  = dimensione del lato ortogonale alla direzione sismica;

I due lati della torre hanno la stessa dimensione, essendo la torre a base quadrata, quindi, si ritiene opportuno effettuare la verifica numerica per una sola direzione.

N. Sezione	$A_i$ (area resistente)	$a_i=b_i$	W cumulativo	$\sigma_{0i}$	$M_{rd}$
	$m^2$	<b>m</b>	<b>kN</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>	<b>kNm</b>
<b>1</b>	28,48	6,7	8.238,29	289,27	<b>25.470,16</b>
<b>2</b>	27,73	6,7	7.099,09	256,03	<b>22.201,70</b>
<b>3</b>	31,02	6,7	6.267,26	202,03	<b>19.763,71</b>
<b>4</b>	29,55	6,7	4.402,12	148,95	<b>14.139,47</b>
<b>5</b>	28,01	6,7	2.625,18	93,71	<b>8.578,27</b>
<b>6</b>	26,40	6,7	940,31	35,62	<b>3.122,33</b>
<b>7</b>	14,40	6,7	638,92	44,37	<b>2.127,57</b>
<b>8</b>	14,64	6,7	350,92	23,97	<b>1.171,71</b>
<b>9</b>	8,88	6,7	226,48	25,50	<b>757,09</b>
<b>10</b>	14,64	6,7	118,58	8,10	<b>396,82</b>

Tabella 109: Momento resistente del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

Il momento sollecitante  $M_{ed}$  viene valutato applicando alla mensola una distribuzione lineare in altezza di forze orizzontali  $F_i$ , valutate a partire dalla pericolosità sismica del sito. Tali azioni debbono essere applicate nel baricentro di ogni concio e determinate con la seguente espressione:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} \left( 0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg} \right) = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h \quad (2.37)$$

Dove:

$W_i$  e  $W_k$  = peso del concio i-esimo e k-esimo;

$z_i$  e  $z_k$  = quota del baricentro del concio i-esimo e k-esimo rispetto alla fondazione

$S_d(T_1)$  = ordinata dello spettro di risposta di progetto determinata a partire dallo spettro elastico diviso per un fattore di struttura  $q$  (nel caso in esame pari a 2,5);

$T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della torre nella direzione di calcolo;

$g$  = accelerazione di gravità;

$W = \sum W_i$  è il peso complessivo della struttura.

$$F_h = \left(0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg}\right)$$

Si assume che per una torre il periodo fondamentale sia sempre maggiore di  $T_B$ , periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Deve, quindi, essere stimato il valore di  $T_1$  che, secondo le NTC 2008, può essere calcolato in assenza di specifiche informazioni, con la formula:

$$T_1 = 0,05H^{0,75} \quad (2.38)$$

Viene presa in esame un'altra modalità di calcolo di  $T_1$  tramite la quale si giunge alla determinazione dei seguenti valori:

Periodo Proprio di oscillazione	
$T_1 = 0,05H^{0,75}$	<b>0,41 s</b>
$T_1 = 0,013H^{1,10}$	0,29 s

Tabella 110: Periodo Proprio di oscillazione del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

$\gamma$  = peso per unità di volume;

$l = H$  = altezza;

$\rho = \frac{I}{A}$  = momento di inerzia in rapporto con  $A$ ;

$E$  = modulo elastico.

Una volta calcolato il periodo proprio di oscillazione, utilizzando lo spettro di risposta precedentemente determinato, si individua il valore di  $S_d(T_1)$ :

Poiché  $T_C \leq T_1 \leq T_D$  si avrà:  $S_d(T_1) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C}{T_1}\right) = 0,183 \times 1,50 \times 1,00 \times 2,654 \times$

$$\left(\frac{0,446}{0,412}\right) = \mathbf{0,789 \text{ m/s}^2}$$

$$F_h = \left(0,85 \cdot S_d(T_1) \frac{W}{qg}\right) = \left(0,85 \times 0,788 \times \frac{8238,29}{2,5 \times 9,8}\right) = \mathbf{225,21 \text{ kN}}$$

N. Sez.	Quota $z_i$	Altezza Sezione	Area sezione resistente (alla base del concio)	Peso complessivo sezione $W_i$	Peso Complessivo cumulativo $\Sigma w_i$	$W_i \times z_i$ (nel baricentro)	$F_i$ (forza sismica)
	m	m	mq	kN	kN	kNm	kN
<b>1</b>	0,00	2,00	28,48	1.139,20	8.238,29	1.139,20	<b>4,39</b>
<b>2</b>	2,00	1,50	27,73	831,83	7.099,09	2.287,53	<b>8,81</b>
<b>3</b>	3,50	3,00	31,02	1.865,14	6.267,26	9.325,69	<b>35,93</b>
<b>4</b>	6,50	3,00	29,55	1.776,94	4.402,12	14.215,50	<b>54,78</b>
<b>5</b>	9,50	3,00	28,01	1.684,87	2.625,18	18.533,57	<b>71,42</b>
<b>6</b>	12,50	0,56	26,40	301,40	940,31	3.852,24	<b>14,84</b>
<b>7</b>	13,06	1,00	14,40	288,00	638,92	3.906,00	<b>15,05</b>
<b>8</b>	14,06	0,43	14,64	124,44	350,92	1.776,38	<b>6,84</b>
<b>9</b>	14,49	0,61	8,88	107,89	226,48	1.595,86	<b>6,15</b>
<b>10</b>	15,10	0,40	14,64	118,58	118,58	1.814,04	<b>6,99</b>
							<b>225,21</b>

Tabella 111: Forze Statiche Equivalenti del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

La somma delle forze sismiche agenti in corrispondenza del baricentro di ciascuna sezione è pari al taglio alla base  $F_h$ .

Nota l'entità delle forze sismiche è possibile calcolare la risultante agente nell' $i$ -esima sezione di verifica:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} (0,85 S_d(T_1) \frac{W}{qg}) = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h \quad (2.39)$$

Si calcola, infine, la quota  $z_{hi}$  del punto di applicazione della risultante  $F_{hi}$ :

$$z_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k z_k^2}{\sum_{k=i}^n W_k z_k} \quad (2.40)$$

Si ricava, pertanto, il valore del momento sollecitante  $M_{ed}$ .

Dove:

$z_i^*$  è la quota della  $i$ -esima sezione di verifica rispetto alla base;

$z_k$  è la quota del baricentro della massa del  $k$ -esimo settore rispetto alla base, avente peso  $W_k$ .

$$M_{ed} = F_{hi} (z_{hi} - z_i^*) \quad (2.41)$$

N. Sez.	$W_i \times z_i$ (nel baricentro)	$W_i \times z_i$ (cumulativa)	$F_{hi}$	$W_i \times z_i^2$ (nel baricentro)	$W_i \times z_i^2$ (cumulativa)	$z_{hi}$	$M_{ed}$
	kNm	kNm	kN	kNm <sup>2</sup>	kNm <sup>2</sup>	m	kNm
1	1.139,20	58.446,00	225,21	1.139,20	550.576,00	9,42	2.121,55
2	2.287,53	57.306,80	220,82	6.290,70	549.436,80	9,59	1.675,51
3	9.325,69	55.019,27	212,01	46.628,45	543.146,09	9,87	1.350,89
4	14.215,50	45.693,59	176,07	113.723,97	496.517,65	10,87	768,77
5	18.533,57	31.478,09	121,30	203.869,31	382.793,68	12,16	322,72
6	3.852,24	12.944,52	49,88	49.236,42	178.924,37	13,82	65,96
7	3.906,00	9.092,28	35,04	52.975,13	129.687,95	14,26	42,08
8	1.776,38	5.186,28	19,98	25.357,84	76.712,82	14,79	14,57
9	1.595,86	3.409,90	13,14	23.604,73	51.354,99	15,06	7,53
10	1.814,04	1.814,04	6,99	27.750,26	27.750,26	15,30	1,42

Tabella 112: Momento sollecitante del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

Si traccia, quindi, la curva di resistenza in cui viene evidenziato l'andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza della torre.

N. Sezione	$M_{ed}$	$M_{rd}$	Verifica
	kNm	kNm	/
1	2.121,55	25.470,16	<b>VERIFICATO</b>
2	1.675,51	22.201,70	<b>VERIFICATO</b>
3	1.350,89	19.763,71	<b>VERIFICATO</b>
4	768,77	14.139,47	<b>VERIFICATO</b>
5	322,72	8.578,27	<b>VERIFICATO</b>
6	65,96	3.122,33	<b>VERIFICATO</b>
7	42,08	2.127,57	<b>VERIFICATO</b>
8	14,57	1.171,71	<b>VERIFICATO</b>
9	7,53	757,09	<b>VERIFICATO</b>
10	1,42	396,82	<b>VERIFICATO</b>

Tabella 113: Verifica di resistenza del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

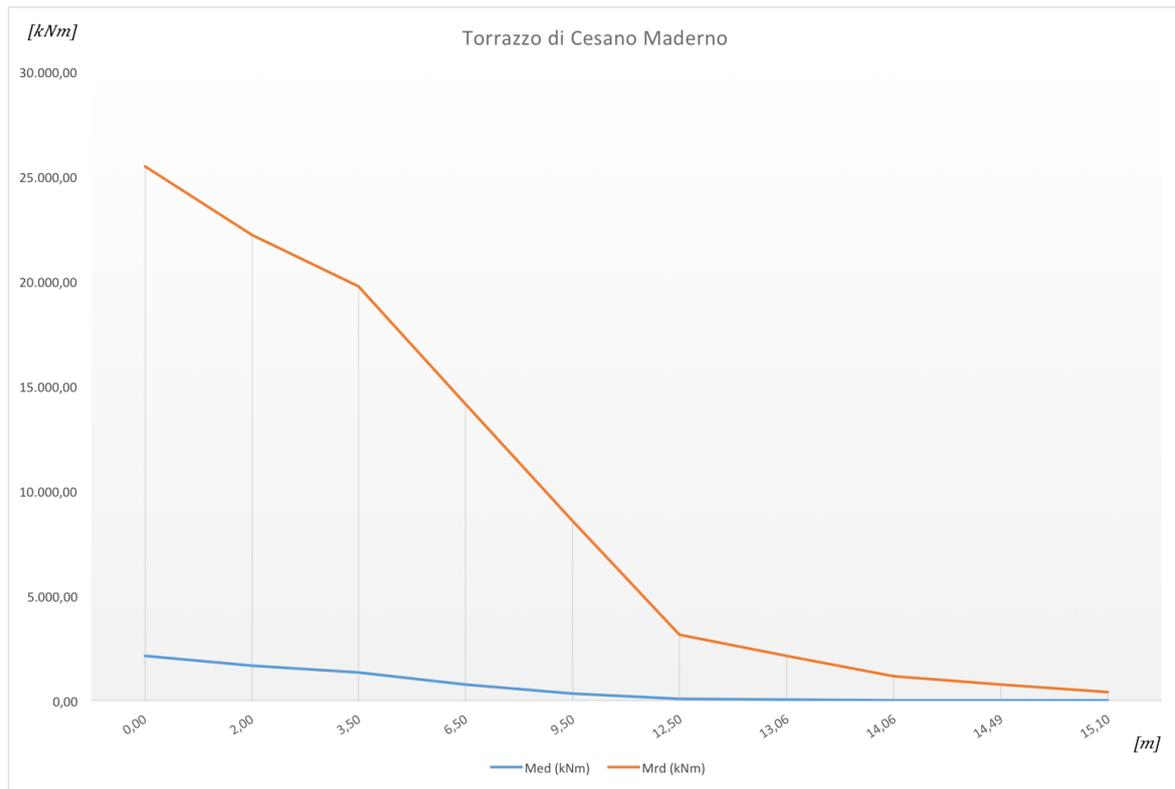
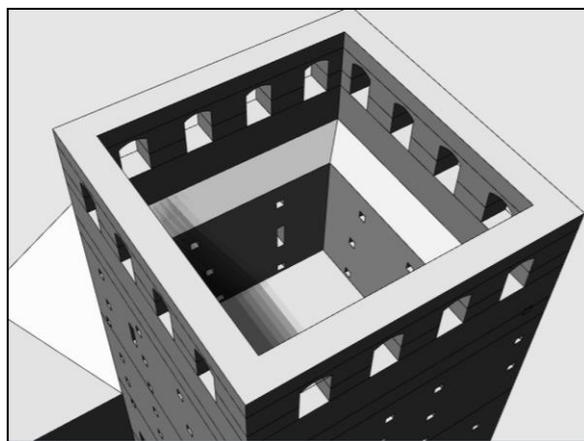
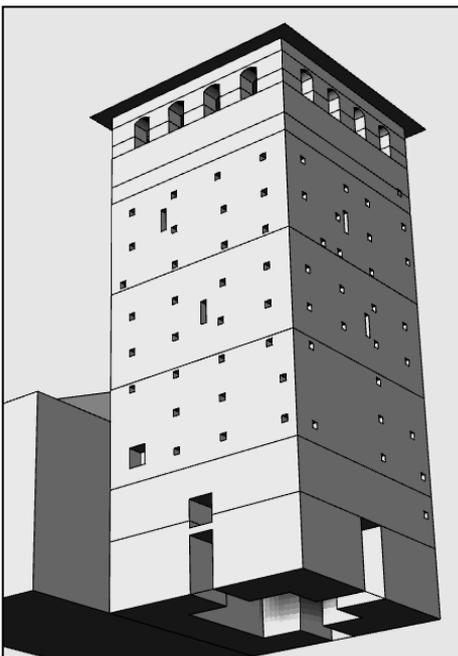
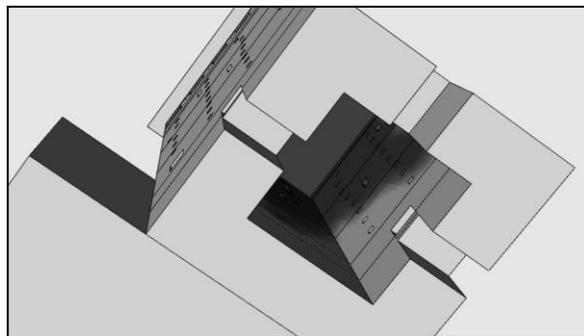
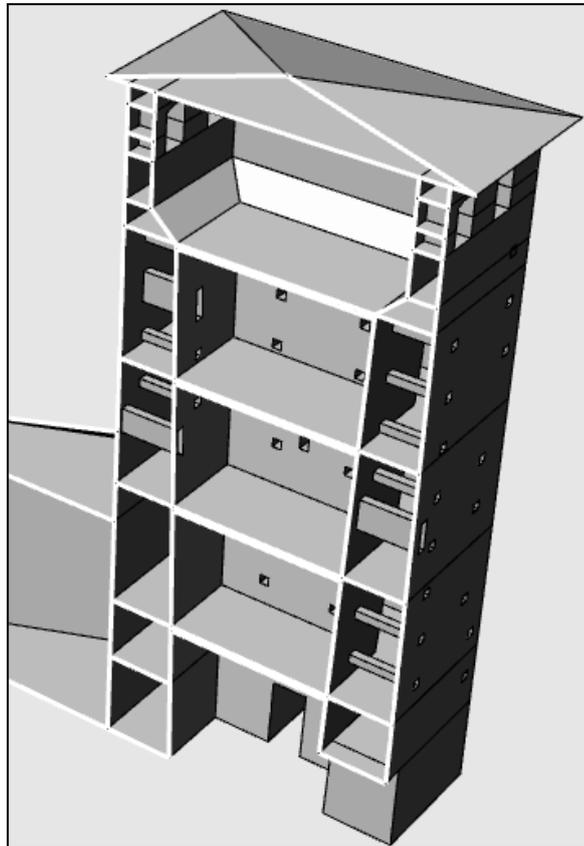


Figura 76: Andamento del momento resistente e del momento sollecitante lungo l'altezza del Torrazzo di Cesano Maderno (MB)

Dal grafico è possibile vedere come il momento sollecitante sia entro i limiti del momento resistente lungo tutto lo sviluppo in altezza della torre. La differenza tra i due momenti è significativa fino ad un'altezza di 12,50 m perché la sezione resistente della parete perimetrale è di notevole larghezza (compresa tra 1,60 e 1,20 m). Al di sopra di questa quota, la muratura subisce un brusco restringimento e, di conseguenza, diminuisce notevolmente anche la sezione resistente e la differenza tra momento sollecitante e momento agente. Inoltre, l'ultimo piano presenta aperture di dimensioni significative su tutti e quattro i lati della torre.

### 2.4.5 Modellazione 3D: Torrazzo di Cesano Maderno (MB)



## Capitolo 3

# Modellazione Strutturale a Elementi Finiti

Nel *capitolo 2* viene utilizzato un metodo di calcolo che impone delle semplificazioni principalmente a livello geometrico. Un esempio di semplificazione si può notare nell'applicazione del metodo alla Torre di San Martino, dove non viene preso in considerazione l'effetto che le arcate, poste in corrispondenza della corona circolare di base, hanno nella distribuzione delle forze agenti. Altro esempio è riscontrabile nella Torre Archinti di Mezzago, per la quale tale metodo non consente di prendere in considerazione in modo realistico gli effetti degli edifici in adiacenza. Per queste ragioni si è deciso di approfondire l'analisi, impiegando un software ad elementi finiti, relativa al comportamento delle torri e raggiungere risultati più rispondenti alla realtà. È possibile, infine, confrontare i risultati forniti dal metodo semplificato e dall'analisi generata dal software di calcolo.

Il presente capitolo ha, quindi, come obiettivo quello di presentare in modo dettagliato e preciso tutti i passaggi che sono stati seguiti per impostare i dati e le informazioni necessarie all'analisi della Torre di Palazzo Archinti di Mezzago (MB) e della Torre di San Martino della Battaglia (BS) con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il software Midas FEA [2]. Si sceglie di analizzare solamente queste due torri per il fatto che la Torre Archinti di Mezzago è rappresentativa in quanto tipologia sufficientemente ricorrente sul territorio nazionale e, quindi, valido modello esemplificativo di tale categoria. Al contrario, si sceglie di analizzare la Torre di San Martino per la sua peculiarità strutturale, la forma circolare e la rilevante altezza (64 m). Vengono quindi riportate le modalità di procedimento con riferimento ai comandi del software ad elementi finiti. In primo luogo vengono esplicitati i dati di input relativi a quella che viene definita fase preparatoria (Pre-Works); le due Torri vengono, qua, presentate in contemporanea data la similarità tra le procedure di impostazione del modello. I risultati (Post-Works), invece, vengono presentati separatamente nell'apposito paragrafo, dove si esplicitano le tipologie di analisi che sono state prese in considerazione e ciò che è stato prodotto dal software per ciascuna delle torri.

### 3.1 Fase preparatoria: Importazione

Per prima cosa, il modello, precedentemente elaborato con Rhinoceros e salvato nel formato .sat, è stato importato in Midas FEA come file ACIS con le seguenti impostazioni:

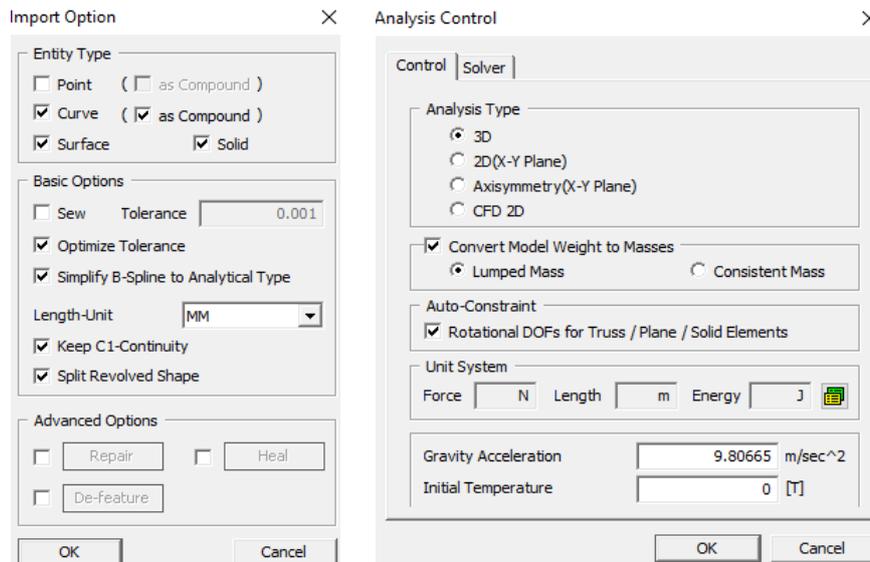


Figura 77: Caratteristiche di importazione e impostazioni preliminari del file di analisi

### Torre Archinti

L'analisi della Torre Archinti ha previsto la realizzazione di tre differenti modelli tridimensionali ciascuno dei quali con determinate caratteristiche di cui, di seguito, vengono definiti i dettagli:

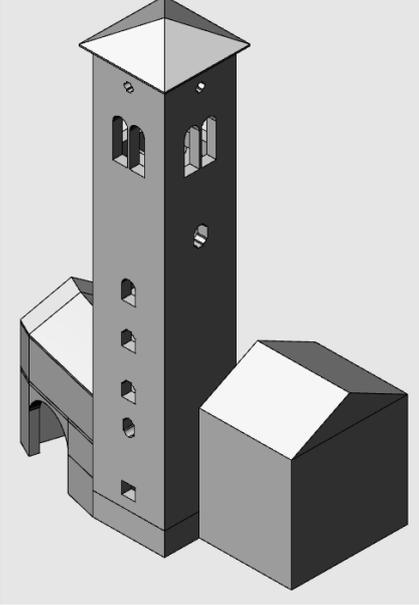
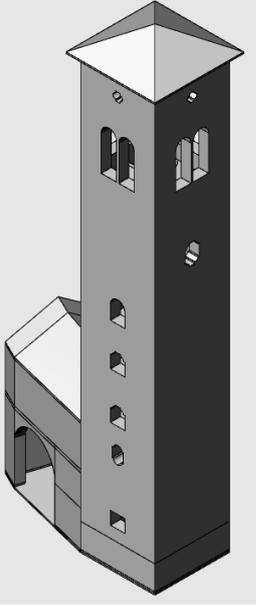
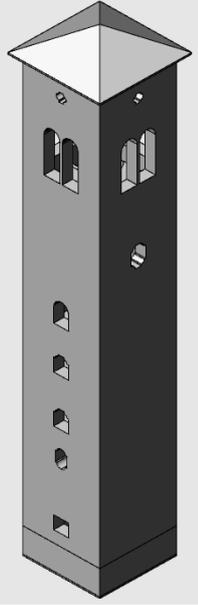
Modello 1	Modello 2	Modello 3
		
<p>La Torre Archinti viene modellata nel suo stato attuale, adiacente a due corpi di fabbrica di altezza inferiore.</p>	<p>La torre viene privata del corpo di fabbrica posto a Sud.</p>	<p>La torre viene privata dei corpi di fabbrica in adiacenza.</p>

Tabella 114: Modelli tridimensionali della Torre Archinti di Mezzago (MB)

Come si evince dalle tre tipologie di modello, è primario obiettivo quello di osservare quanto il comportamento strutturale della torre sia condizionato dalla presenza di eventuali corpi adiacenti, sia in termini di spostamenti, sia in termini di danneggiamenti fessurativi. La volontà di voler analizzare questo aspetto è sorta dall'osservazione di danni reali subiti da alcune torri analizzate all'interno del Capitolo 1, in particolare si veda il punto "1.2.3 Torre Campanaria Cavezzo (Modena)", in cui è evidente il danneggiamento causato dall'interazione con l'edificio adiacente. È rilevante sottolineare che, non essendo in possesso di dati geometrici o materici relativi ai corpi limitrofi, l'analisi risulta del tutto qualitativa. I dati di input vengono, pertanto, inseriti per ciascun modello.

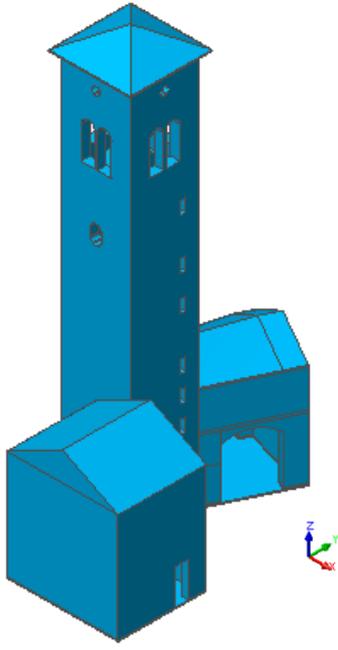
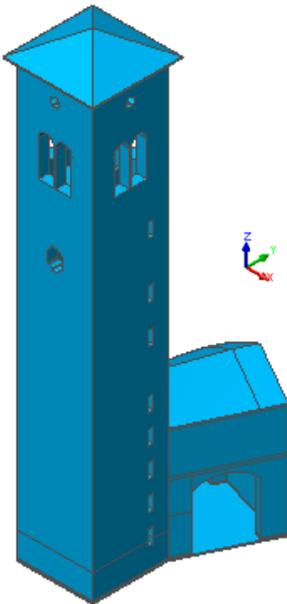
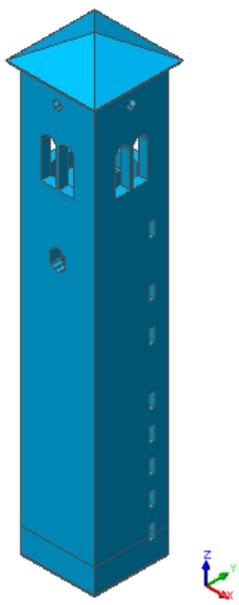
Modelli 3D Software di calcolo		
Modello 1	Modello 2	Modello 3
		

Tabella 115: Modelli 3D software di calcolo della Torre Archinti di Mezzago (MB)

Il modello viene proposto in maniera realistica anche per quanto riguarda gli interni, eccetto le scale che non sono state rappresentate per evitare di realizzare dettagli geometrici eccessivamente piccoli, e strutturalmente non significativi, che inoltre avrebbero appesantito l'analisi.

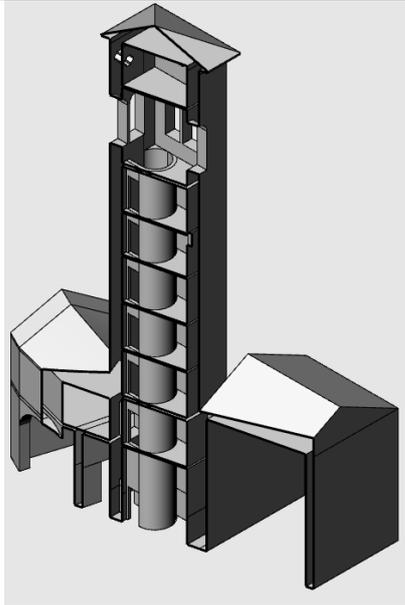
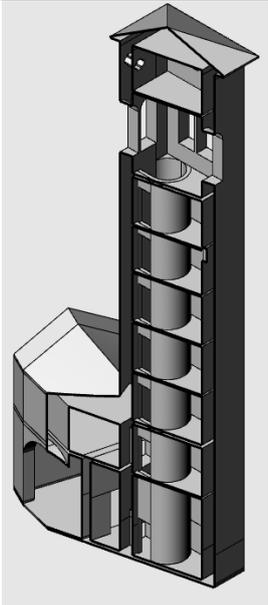
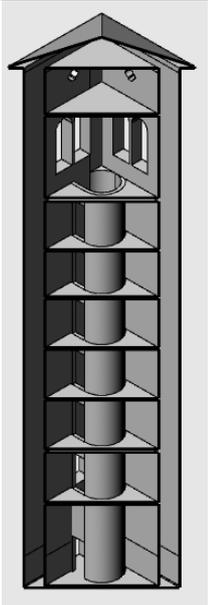
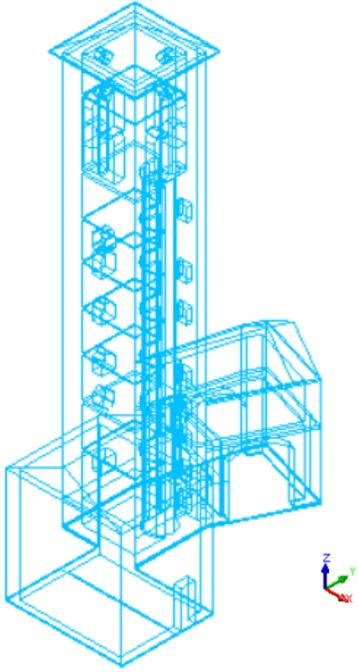
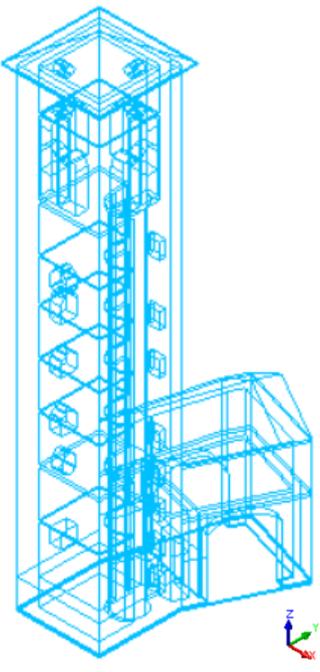
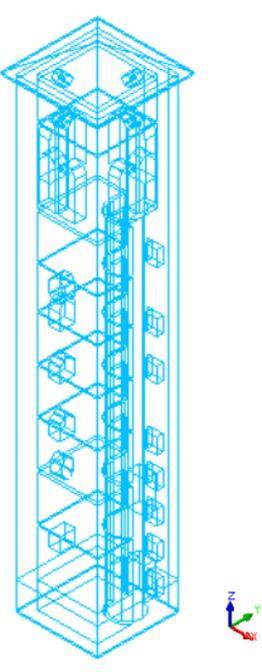
Modelli 3D		
Modello 1	Modello 2	Modello 3
		
Modelli Software ad Elementi Finiti		
		

Tabella 116: Modelli 3D interni della Torre Archinti di Mezzago (MB)

### Torre di San Martino Della Battaglia

L'analisi relativa alla torre di San Martino prevede l'elaborazione di un solo modello. Rilevante è il fatto che tale struttura è architettonicamente complessa, in particolare per la presenza di merlature ed elementi decorativi in pietra che non si presentano all'interno del sistema di calcolo, per il quale occorre un modello di carattere strutturale. Per questo motivo il modello elaborato è stato modificato e semplificato per poter essere importato nel software a elementi finiti e consentire l'analisi.

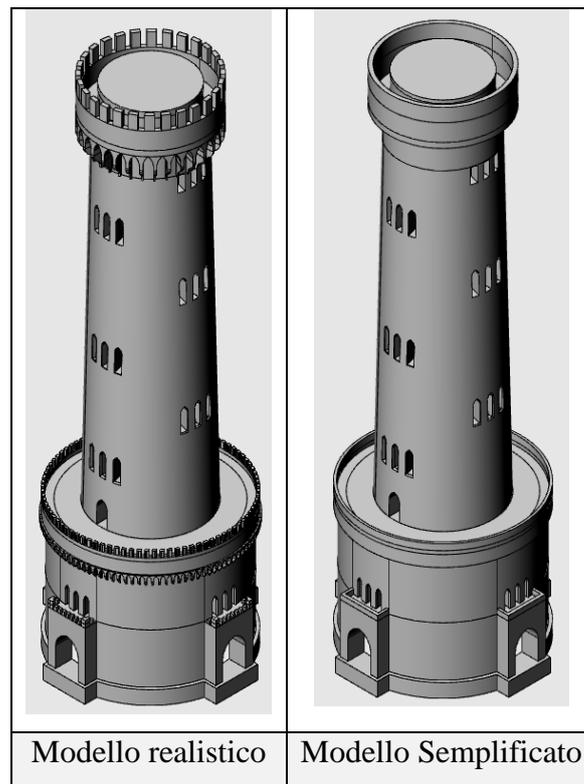


Tabella 117: Modelli tridimensionali della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

Con la medesima procedura, il file ACIS.Sat viene importato all'interno del software ad elementi finiti.

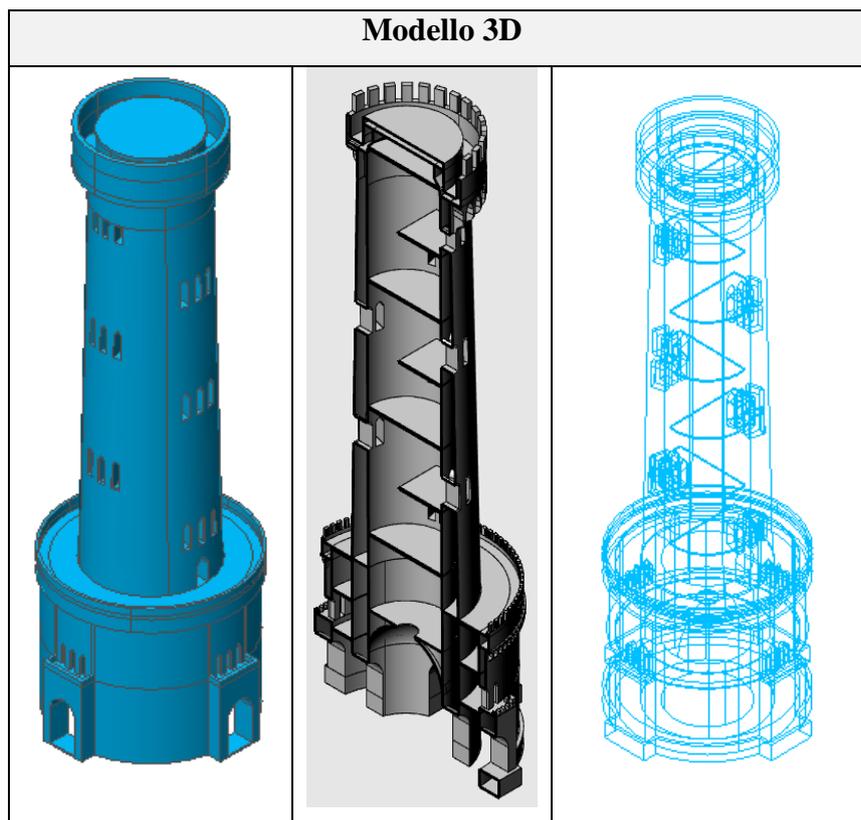


Tabella 118: Modelli 3D interni della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

### 3.2 Materiali

Una volta importato il modello, è necessario impostare il materiale con cui l'edificio è stato realizzato. Si sceglie di impiegare un materiale omogeneizzato sull'intera struttura per facilitare l'analisi e, poiché, non si è a conoscenza in modo dettagliato delle specifiche di ciascun materiale caratterizzante le torri. Con la funzione *“Create/Modify Material”* si possono impostare le caratteristiche della muratura che costituisce la torre in esame. Nel caso specifico sono stati inseriti i valori del modulo elastico  $E$ , del modulo di taglio  $G$  e peso specifico  $w$ , come mostrato nella schermata del software riportata di seguito:

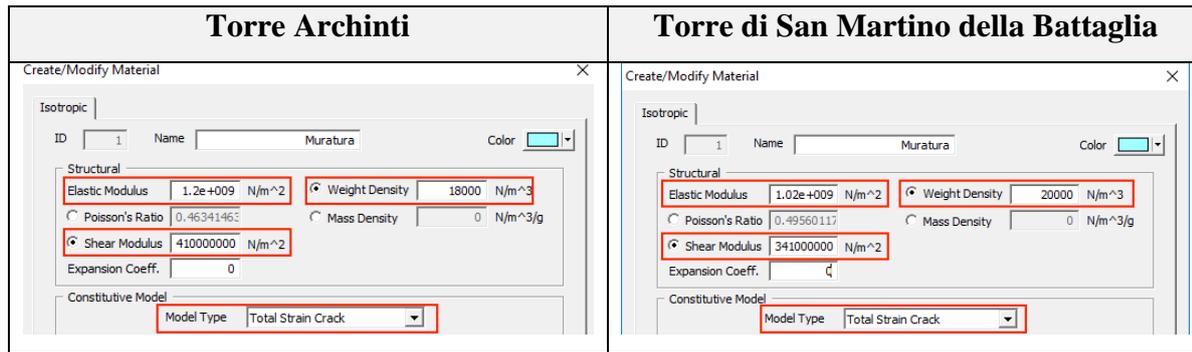


Tabella 119: Estratto della funzione "Material" dal software di calcolo

Una verifica di fondamentale importanza è risultata essere quella del modulo di Poisson, parametro particolarmente vincolante al fine della buona riuscita dell'analisi. Il modulo può essere calcolato attraverso la seguente relazione:

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (3.1)$$

$\nu$  = modulo di Poisson;

$E$  = modulo elastico;

$G$  = modulo tangenziale elastico.

Tale parametro deve essere necessariamente compreso tra -1 e 0,5, limiti esclusi.

Il modello costitutivo scelto è quello "Total Strain Crack", modello elasto-fragile con tratto discendente softening adatto a rappresentare materiali fragili come, appunto, la muratura.

A questo punto è necessario assegnare al solido 3D, che rappresenta l'edificio in analisi, le caratteristiche del materiale appena definito. La funzione "Create/Modify 3D Property" permette, appunto, di effettuare questa operazione:

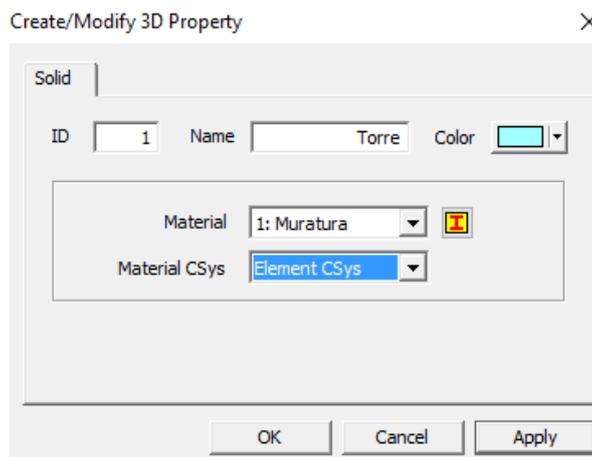


Figura 78: Assegnazione delle caratteristiche del materiale al solido 3D

Le due immagini sotto riportate riassumono i materiali e le tipologie di elementi creati precedentemente:

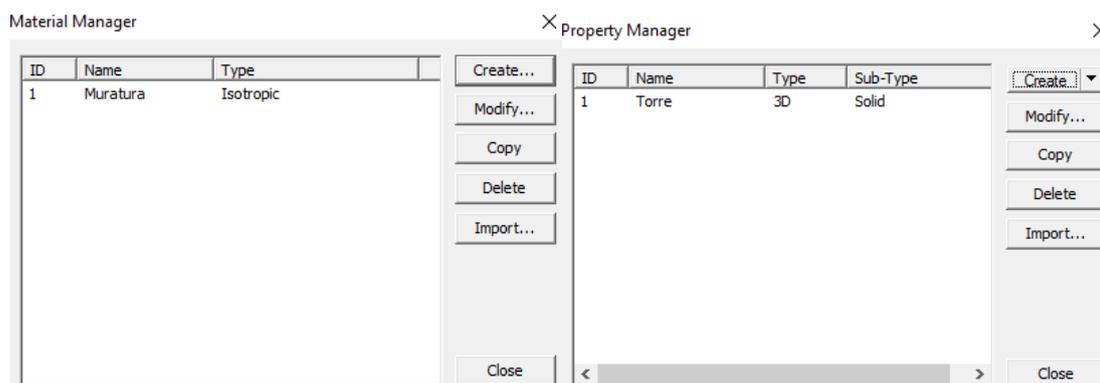


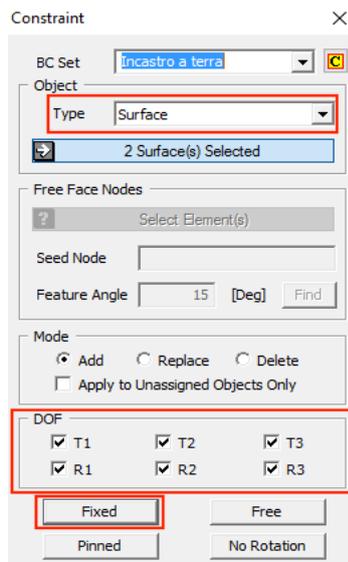
Figura 79: Materiali e Proprietà create e assegnate al solido 3D

### 3.3 Gradi di Vincolo

Il passo successivo è quello di impostare le condizioni di vincolo. Come già sottolineato nel capitolo riguardante l'analisi LV1, la torre viene trattata come una mensola incastrata a terra. Per l'edificio in questione è sufficiente applicare una condizione di vincolo ad incastro sulle superfici che rappresentano il solaio controterra. La funzione "Constraint" permette di impostare la tipologia di vincolo e selezionare le superfici che si vogliono vincolare. Dovendo vincolare delle superfici, nel menù a tendina relativo al tipo di oggetto a cui si vuole applicare il vincolo si sceglie la dicitura "surface" e si selezionano le superfici volute direttamente sul modello. Cliccando sul comando "Fixed",

automaticamente, si selezionano tutte le spunte DOF (Degree Of Freedom), che rappresentano gli spostamenti (T1, T2 e T3) e le rotazioni (R1, R2 e R3) possibili nel piano. In questo modo tutti i possibili movimenti sono bloccati, come richiesto da un vincolo di incastro a terra.

### Torre Archinti



L'immagine a sinistra riporta la compilazione della sezione relativa alle condizioni di vincolo delle superfici a cui si vuole applicare il vincolo di incastro a terra.

Di seguito si riporta, invece, il risultato dell'applicazione della condizione di vincolo. Sul modello è evidenziata la rappresentazione del vincolo incastro ai punti delle superfici che sono state selezionate.

Figura 80: Impostazione delle condizioni di vincolo

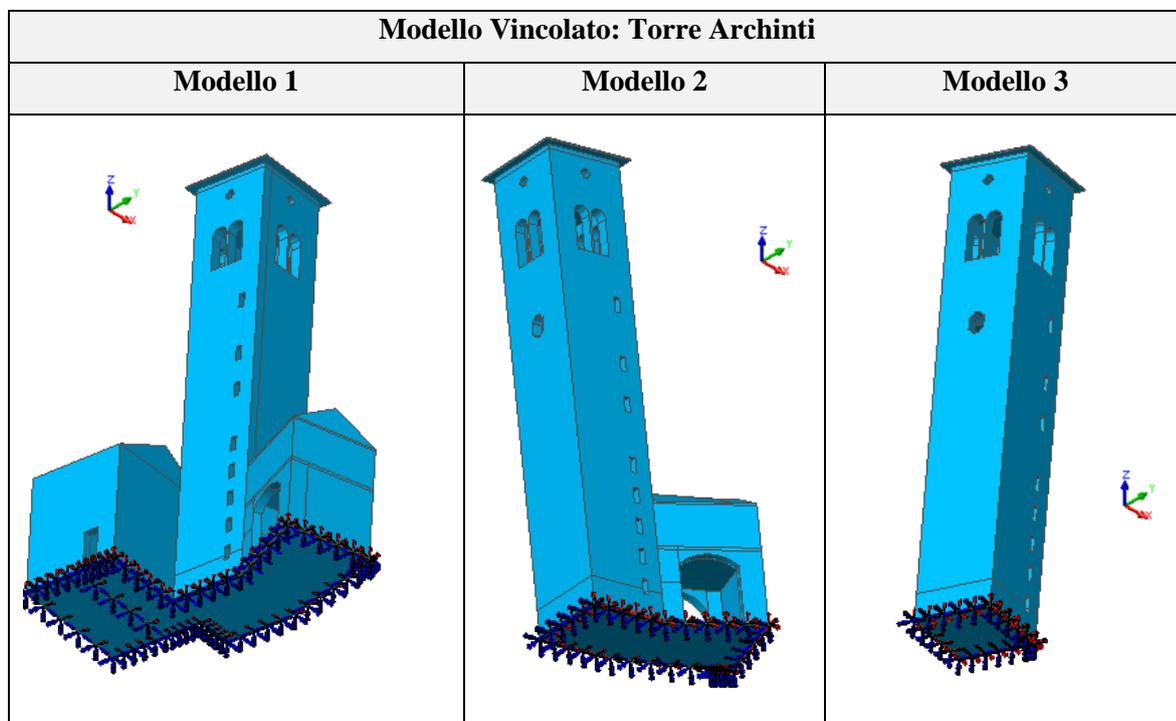


Tabella 120: Vincoli a terra della Torre Archinti di Mezzago (MB)

In merito alla Torre Archinti va sottolineato il fatto che in corrispondenza delle superfici in aderenza ad altri corpi di fabbrica, in realtà, non è stato inserito alcun tipo di vincolo poiché il tutto è considerato come un solido unico (torre sommata ai corpi in aderenza). Per quanto vi sia un riscontro, sia in termini di fessurazione che in termini di spostamento, l'analisi non risulta essere perfettamente realistica.

### Torre di San Martino della Battaglia

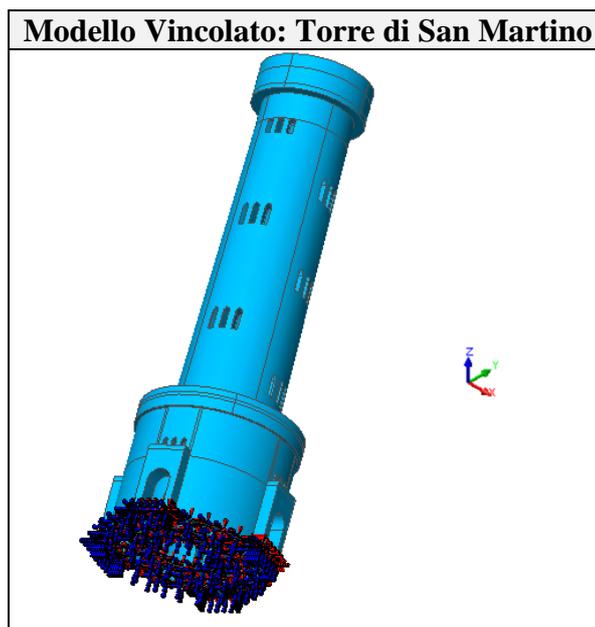


Tabella 121: Vincoli a terra della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

## 3.4 Carichi

Per impostare i carichi agenti sulla struttura è sufficiente utilizzare la funzione “*Body Force*” e selezionare la direzione in cui agisce la forza in questione. Nel caso specifico si devono impostare solo il peso proprio e le due direzioni dell'accelerazione:

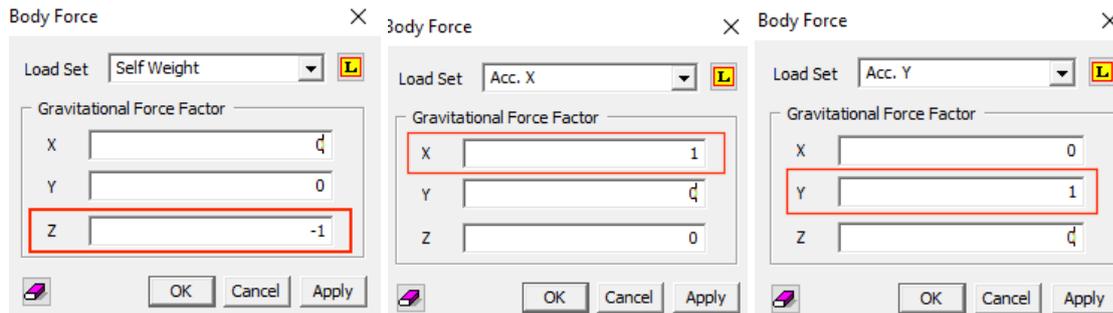


Figura 81: Impostazioni dei carichi agenti

### 3.5 Discretizzazione della struttura

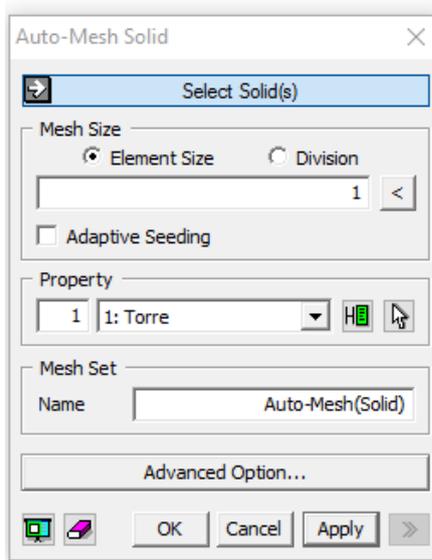


Figura 82: Impostazione delle condizioni di discretizzazione del solido

Il software a elementi finiti, per portare a termine le analisi, richiede che il solido importato o creato venga discretizzato, cioè venga suddiviso in un numero finito di elementi base definendo il reticolo, o mesh, che ne riproduce la forma. Anche il solido dell'edificio in analisi, quindi, richiede la generazione di una mesh. Per fare ciò si decide di usare la funzione “*Auto-Mesh Solid*” e utilizzare le dimensioni degli elementi consigliati direttamente dal

software (nel caso della Torre Archinti è pari ad 1 e pari a 0,35 per la torre di San Martino della

Battaglia). Dal menù a tendina relativo alle proprietà si sceglie quella precedentemente creata con il nome “Torre”. Questa funzione permette di selezionare tutto il solido dell'edificio in una volta sola con l'impostazione “*Solid(s) Selected*”. Le immagini sotto riportate rappresentano il solido dopo che è stata generata la mesh desiderata.

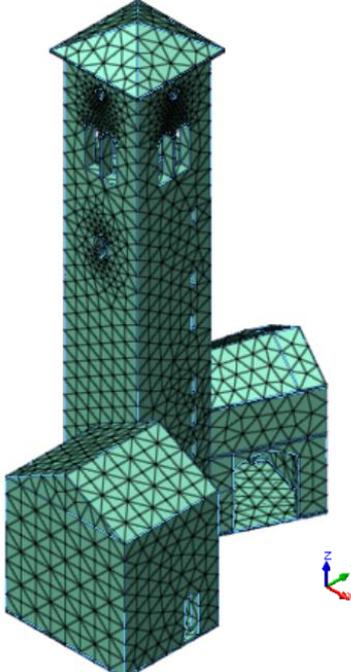
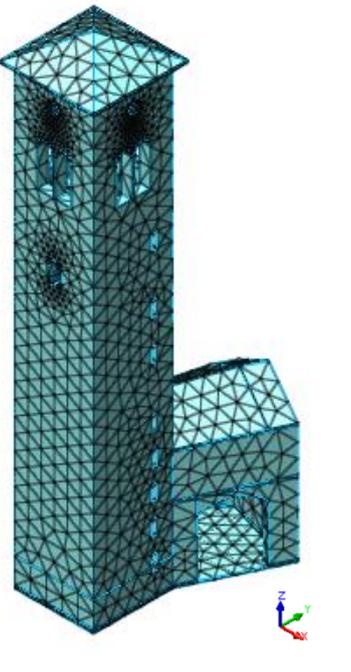
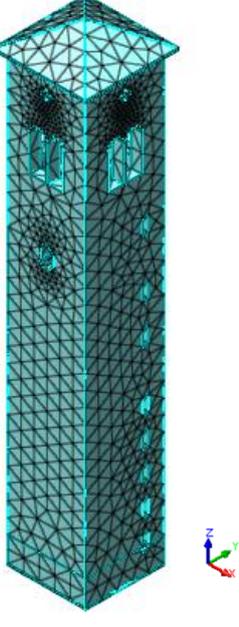
Modello discretizzato: Torre Archinti		
Modello 1	Modello 2	Modello 3
		

Tabella 122: Modello ad elementi finiti della Torre Archinti di Mezzago (MB) – dimensione mesh 1

Modello discretizzato: Torre di San Martino della Battaglia		
Vista Generale	Dettaglio 1	Dettaglio 2
		

Tabella 123: Modello ad elementi finiti della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – dimensione mesh 0,35

La Torre di San Martino della Battaglia (BS), data la sua complessità geometrica ha richiesto per la successiva analisi non lineare statica (TSC) una modifica manuale della dimensione della mesh per facilitare le operazioni di analisi, che altrimenti sarebbero risultate particolarmente onerose in termini di tempo. La dimensione della mesh viene mantenuta pari a 0,35 in corrispondenza dei punti di discontinuità geometrica (aperture, archi ecc.) mentre l'intera struttura viene analizzata con una mesh di dimensione pari a 1,5. Questi input di analisi hanno reso possibile la restituzione di un ipotetico stato fessurativo della torre. Di seguito si riporta un estratto del modello discretizzato con questi parametri.

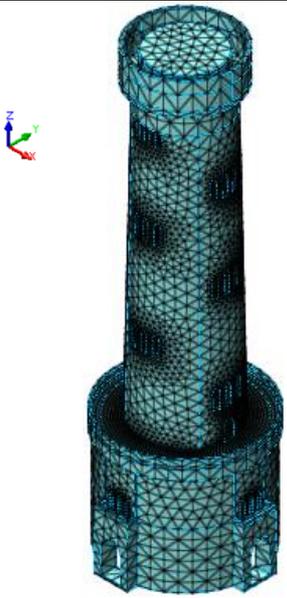
<b>Modello discretizzato: Torre di San Martino della Battaglia</b>		
<b>Vista Generale</b>	<b>Dettaglio 1</b>	<b>Dettaglio 2</b>
		

Tabella 124: Modello ad elementi finiti della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – dimensione mesh 0,35 e 1,5

### 3.6 Tipologie di Analisi

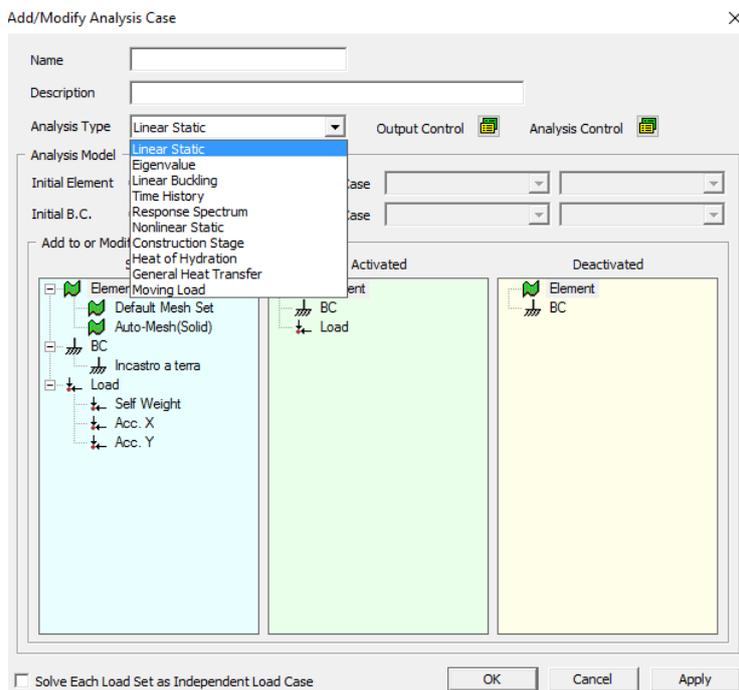


Figura 83: Schermata per l'impostazione dei casi di analisi

Un caso di analisi può contenere solo una tipologia di analisi. Un file di modello può contenere vari tipi di mesh, carico e condizioni di vincolo. Se non sono specificati nel caso di analisi, non verranno presi in considerazione.

Per ciascuna analisi è opportuno variare determinate condizioni contenute all'interno di "Output Control" ed "Analysis Control".

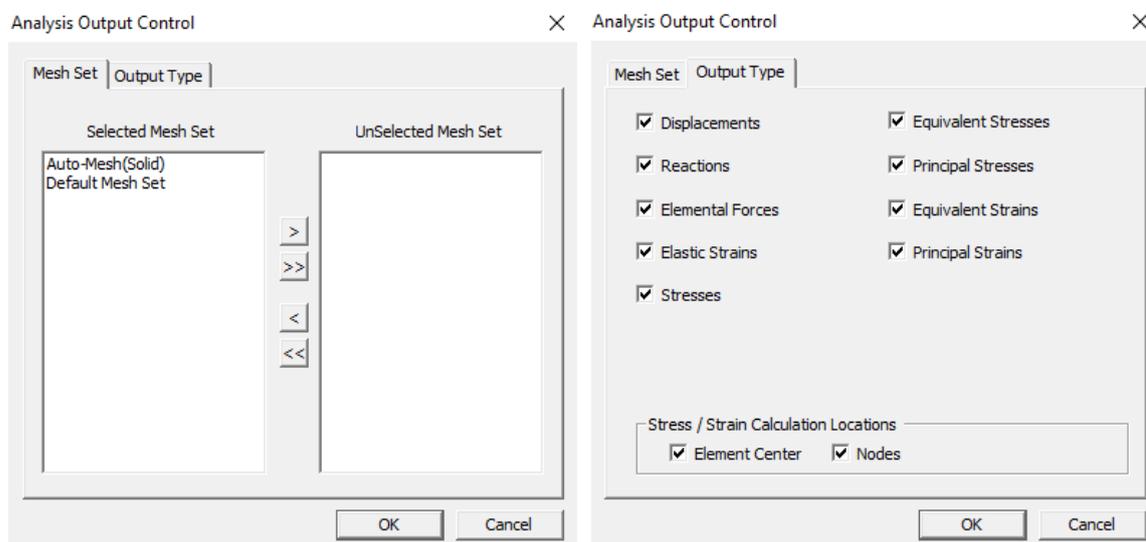


Figura 84: Schermata per l'impostazione delle sottocategorie dei casi di analisi

Nell'analisi statica lineare, ciascun set di carichi può essere considerato come un caso di carico indipendente. Tale analisi consente di estrapolare dati relativi alle reazioni caratterizzanti la struttura non sottoposta ad alcun carico dinamico.

### 3.6.2 Time History

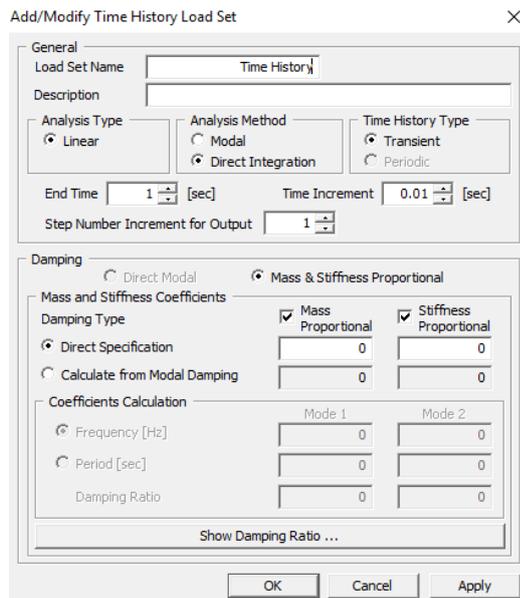


Figura 85: Schermata per l'impostazione delle condizioni di analisi modale

“*Time History Load Set*” definisce le condizioni e i dati di controllo necessari per l’analisi. Si sceglie di adottare una analisi di tipo *lineare* impiegando un *metodo di analisi modale*, ossia un metodo di sovrapposizione dei modi al fine di utilizzare le frequenze naturali e le forme dell’analisi modale. Si spunta poi la funzione “*Transient*”, la quale risulta essere una analisi maggiormente adatta in caso di carichi di origine sismica.

### 3.6.3 Analisi Spettrale

Trattandosi di un’analisi rivolta alla risposta sismica di un edificio e del suo comportamento in caso di sisma, si deve impostare uno spettro di risposta sismico. La funzione “*Response Spectrum Function*” permette di associare uno spettro sismico alla struttura considerata. In questa sede, si decide di importare direttamente i valori ricavati attraverso il foglio di calcolo Excel pre-impostato Spettri-NTC e precedentemente usati per determinare l’azione sismica. Il foglio di calcolo fornisce una tabella che riporta i valori del periodo e i rispettivi valori del parametro  $S_e$ . I valori relativi alla componente orizzontale del sisma, quindi, vengono semplicemente copiati nell’apposita tabella del menù “*Add/Modify/Show Response Spectrum Functions*”. Per permettere un riconoscimento immediato, alla funzione viene assegnato il nome che specifica il sito in cui è edificato l’edificio.

## Torre Archinti

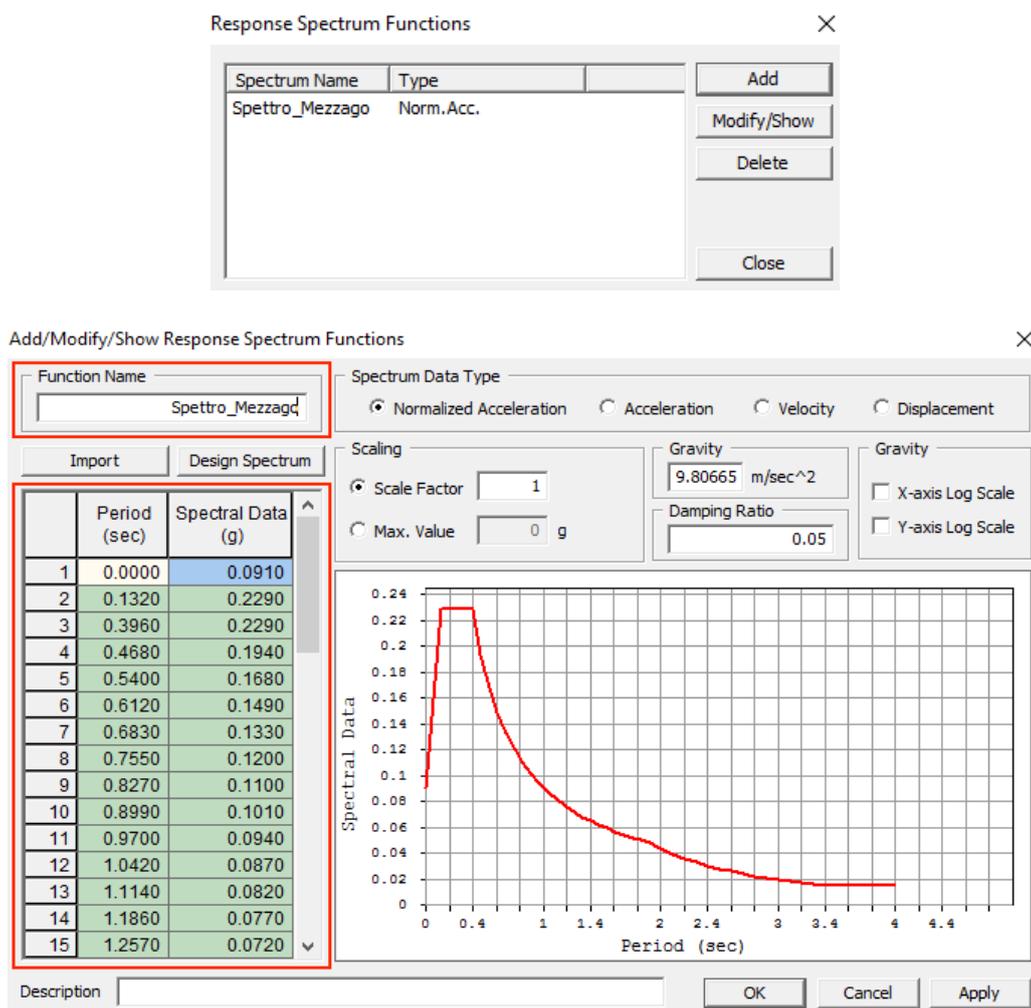


Figura 86: Impostazione dello Spettro di Risposta Elastico per la Torre Archinti di Mezzago (MB)

Dopo aver inserito lo spettro di risposta sismico, si devono definire i carichi sismici e le relative funzioni attraverso il menù “*Response Spectrum Load Set*”. Per il caso in esame si definiscono due funzioni, che corrispondono alle due direzioni del sisma:

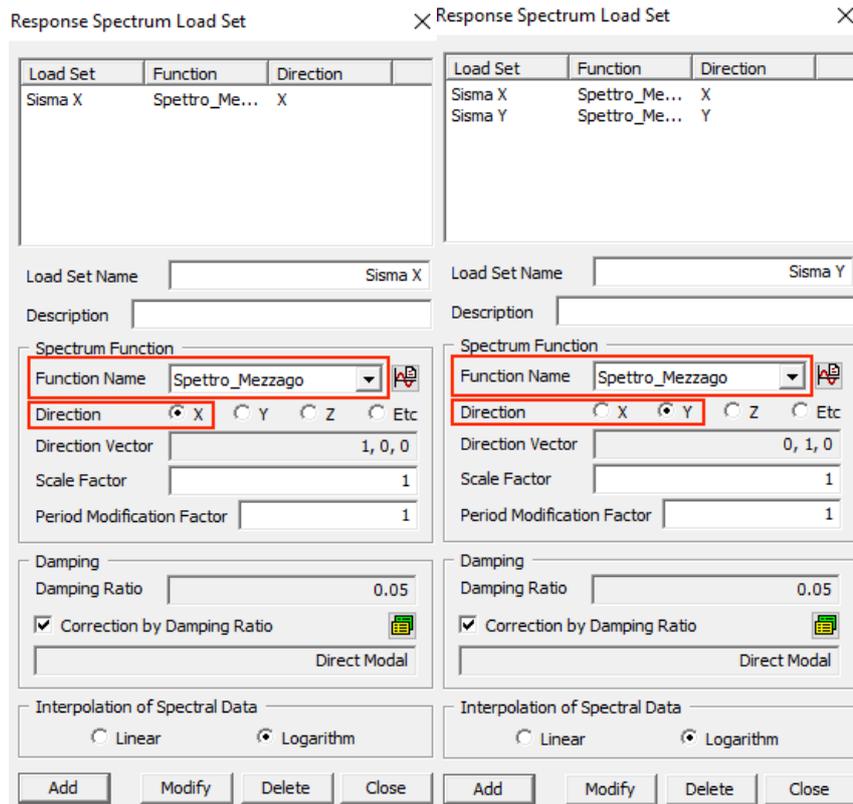


Figura 87: Determinazione delle combinazioni di carico sismiche per la Torre Archinti di Mezzago (MB)

In questa schermata è sufficiente inserire il nome della combinazione di carico, “Sisma X” per la combinazione di carico sismica che agisce in direzione x e “Sisma Y” per quella che agisce in direzione y, scegliere dal menù a tendina la funzione dello spettro di risposta sismica desiderato, che in questo caso è la funzione “Spettro\_Mezzago” precedentemente definita, e spuntare la direzione lungo la quale agisce la combinazione di carico che si sta impostando.

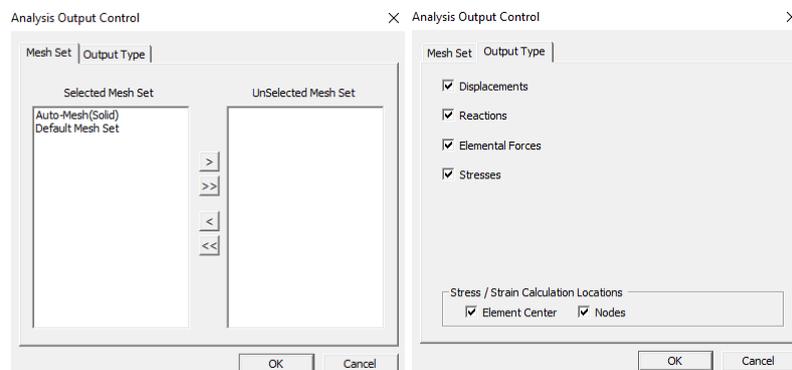


Figura 88: Impostazione delle caratteristiche dati di output dell'analisi sismica per la Torre Archinti di Mezzago (MB)

### Torre di San Martino della Battaglia

Per la Torre di San Martino della Battaglia viene effettuata una duplice analisi cambiando il coefficiente d'uso della torre ed il conseguente periodo di ritorno ( $T_R$ ). Tale scelta è dettata dal fatto che la struttura, adibita a centro museale, ospita durante l'anno un modesto numero di visitatori (40.000 visitatori annui). Da ciò ne derivano due differenti spettri di risposta elastica e di conseguenza un riscontro relativo ai risultati differente per i due modelli.

Sito	$T_{R,SLV}$	$P_{VR}$	$V_R$	$C_U$
/	<b>anni</b>	<b>%</b>	<b>anni</b>	/
<b>Modello <math>T_R = 475</math> anni</b>	475	10	50	1
<b>Modello <math>T_R = 712</math> anni</b>	712	10	50	1,5

Tabella 125: Classificazione modelli di analisi della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

L'inserimento dello spettro di risposta sismico è del tutto analogo a quanto descritto precedentemente per la Torre Archinti di Mezzago, pertanto non viene più riportato il metodo adottato.

Di seguito si riportano, solamente, i due spettri di risposta nelle due alternative di periodo di ritorno.

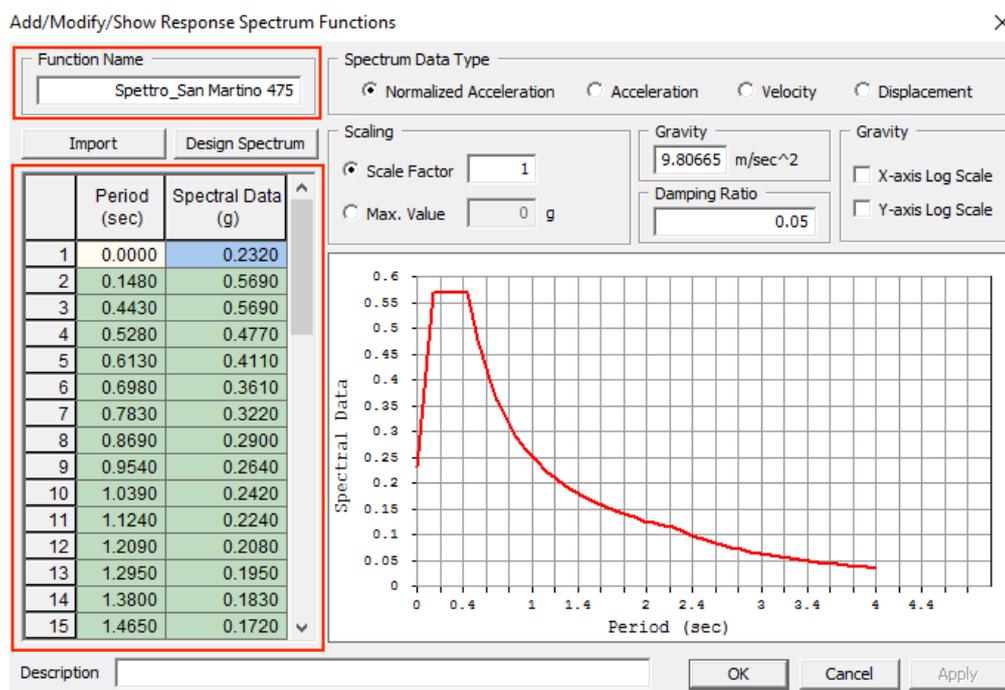


Figura 89: Impostazione dello Spettro di Risposta Elastico per la Torre di San Martino della Battaglia (BS) -  $C_u=1$

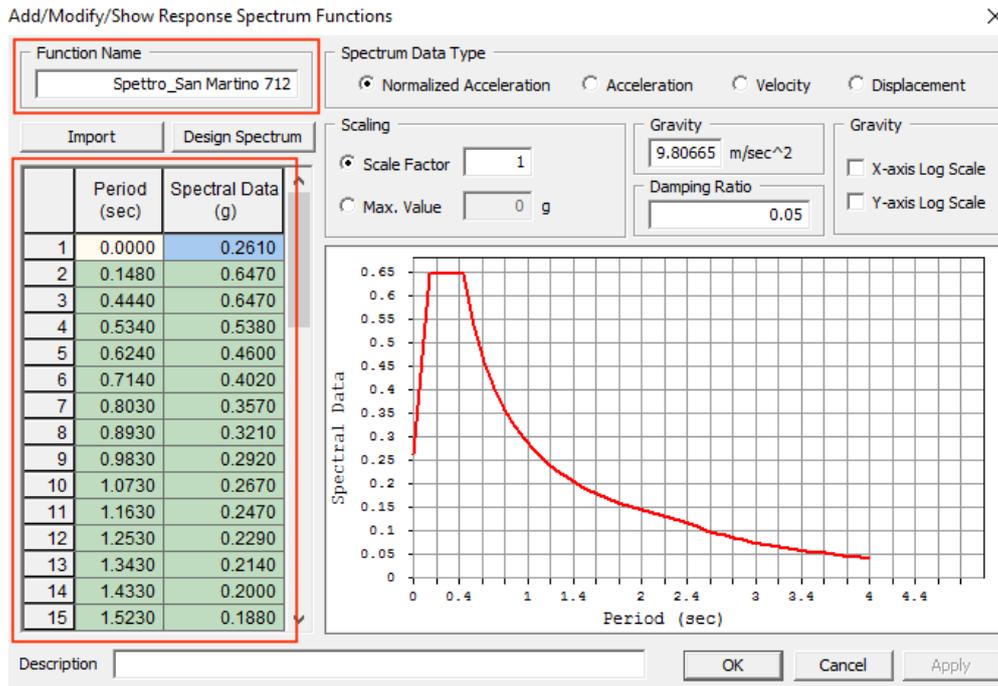
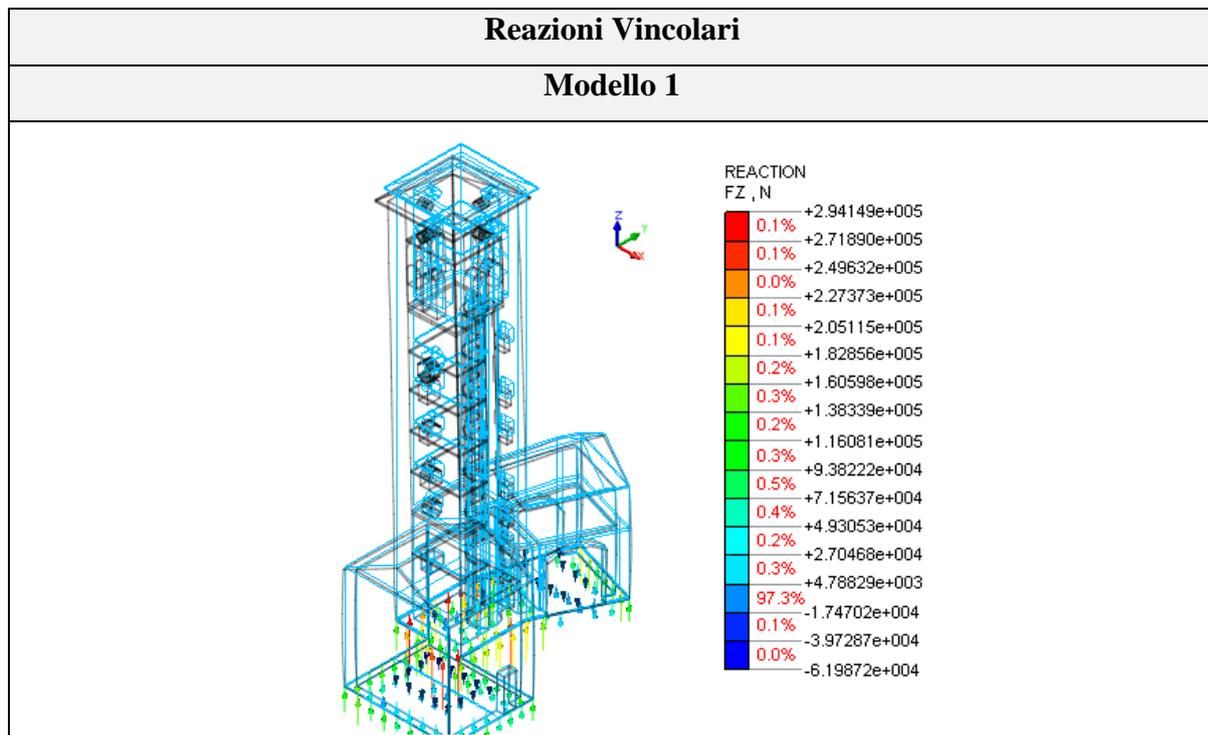


Figura 90: Impostazione dello Spettro di Risposta Elastico per la Torre di San Martino della Battaglia (BS) -  $C_U=1,5$

### 3.7 Risultati : Torre Archinti di Mezzago (MB)

#### 3.7.1 Analisi Statica Lineare



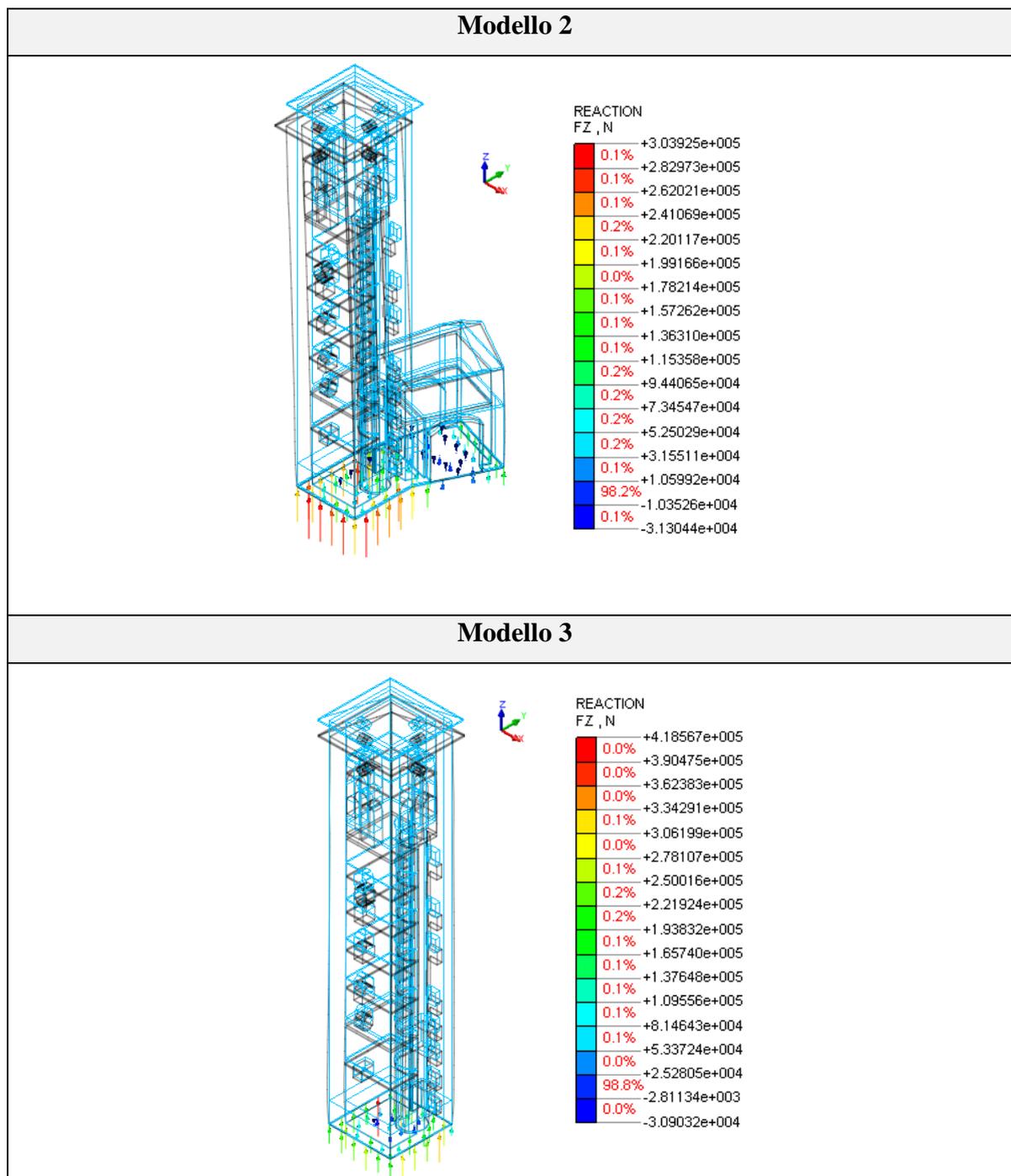


Tabella 126: Reazioni vincolari. Analisi statica lineare della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output grafico

L'analisi statica lineare permette di ricavare le azioni che caratterizzano la struttura nella condizione statica, quindi, quando è sottoposta ai carichi verticali usuali.

La tabella, riportata sopra, riassume le azioni in direzione z delle tre configurazioni realizzate per la Torre Archinti. Si è deciso di riportare questa azione in quanto rappresenta

il peso complessivo alla base della struttura. Questi valori, ricavati dall'analisi lineare statica elaborata dal software ad elementi finiti, possono essere confrontati con quelli ottenuti attraverso l'analisi dei carichi effettuata nel capitolo 2.

Il confronto del peso complessivo  $F_Z$  non è immediato, poiché il risultato ottenuto con l'analisi dei carichi fornisce un valore relativo alla sezione resistente alla base, mentre il valore fornito dall'analisi elaborata con il software ad elementi finiti è di tipo puntuale. Per effettuare il confronto si prende in considerazione il modello 3 e si estrapola dal software la somma dei valori in corrispondenza dei nodi della superficie di base per ottenere il peso complessivo.

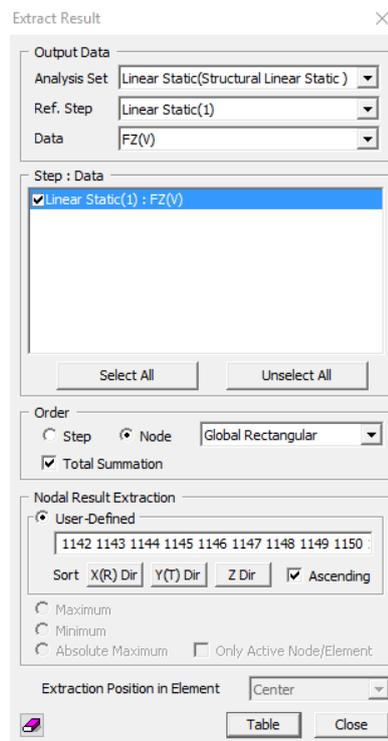


Figura 91: Estrazione risultati analisi lineare statica

Dall'analisi risulta che il valore corrispondente a  $F_Z$  (V), dato dalla somma di ciascun nodo, è pari a 7379,79 kN.

Il valore di  $F_Z$  associato al metodo semplificato LV1 è il seguente:

$$F_{Z,LV1} = 6'784,53 \text{ kN}$$

Modello 3	<b>Fz</b>	
	<b>kN</b>	
	Software F.E.M.	Analisi dei carichi
	7.379,79	6.784,53

*Tabella 127: Reazioni vincolari analisi statica lineare della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Confronto*

I valori risultano essere paragonabili nonostante la FZ ottenuta dal software sia leggermente maggiore. Tale scarto potrebbe essere giustificato da alcune approssimazioni geometriche fatte nell'analisi LV1, per cui si rimanda al capitolo 2.

### 3.7.2 Analisi Modale

#### Analisi Lineare Dinamica

L'analisi modale è lo studio del comportamento dinamico di una struttura in condizioni di vibrazione. In analisi strutturale, permette la determinazione delle proprietà e della risposta di una struttura, vincolata o libera, in oscillazioni libere oppure eccitata da sollecitazioni forzanti dinamiche imposte dall'esterno. Per la Torre Archinti di Mezzago vengono presi in considerazione i primi 5 modi di vibrare per ciascuno dei tre modelli presentati all'interno dei "Pre-Works" in modo da poter osservare quale sia il comportamento della struttura sollecitata. Vengono riassunti nella tabella seguente:

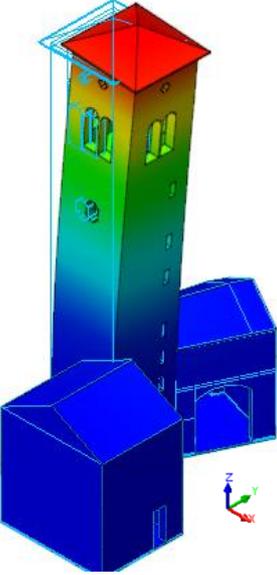
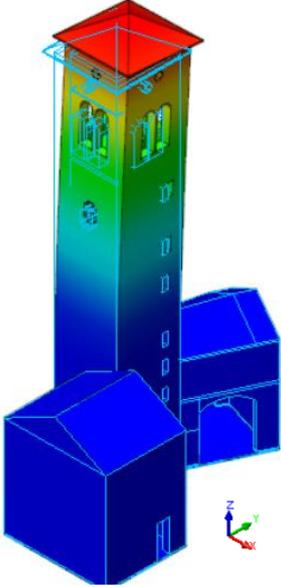
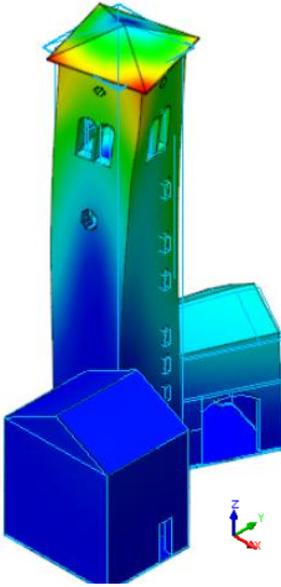
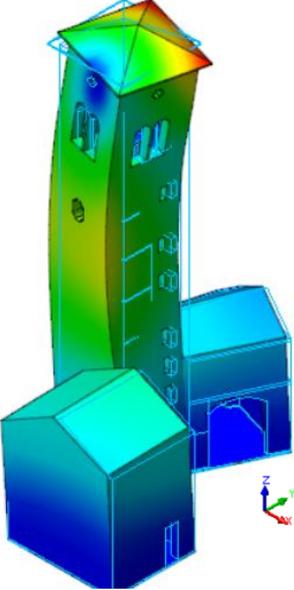
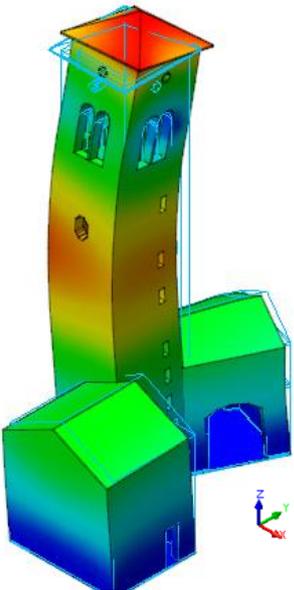
Modello 1 : Torre Archinti		
		
1° Modo ( $f = 1,0814 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,92 \text{ s}$	2° Modo ( $f = 1,27569 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,78 \text{ s}$	3° Modo ( $f = 4,23732 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,24 \text{ s}$
		
4° Modo ( $f = 4,44137 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,22 \text{ s}$	5° Modo ( $f = 4,8385 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,21 \text{ s}$	

Tabella 128: Risposta modale della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Modello 1

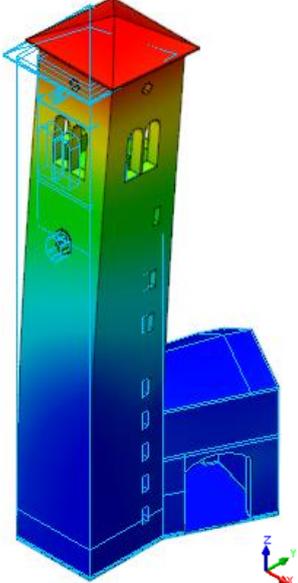
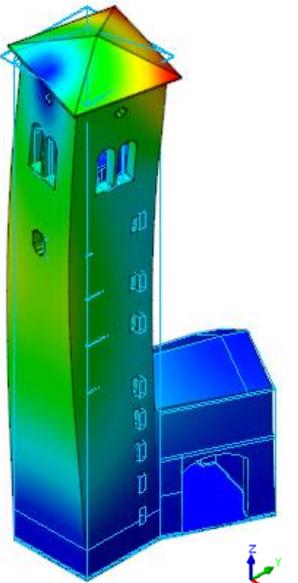
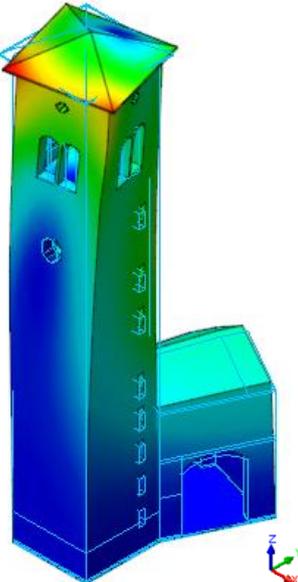
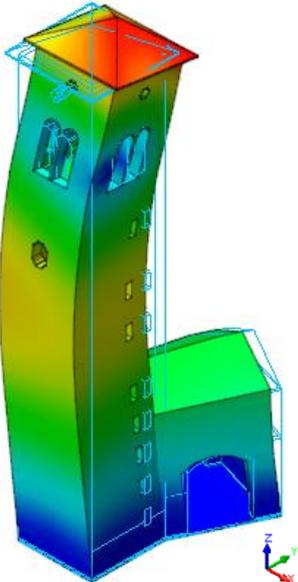
Modello 2 : Torre Archinti		
		
1° Modo ( $f = 0,94181 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 1,06 \text{ s}$	2° Modo ( $f = 1,11462 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,90 \text{ s}$	3° Modo ( $f = 3,99063 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,25 \text{ s}$
		
4° Modo ( $f = 4,14357 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,24 \text{ s}$	5° Modo ( $f = 4,42919 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,23 \text{ s}$	

Tabella 129: Risposta modale della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Modello 2

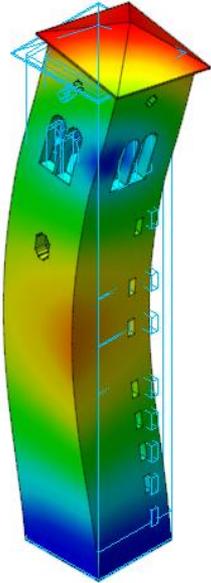
Modello 3 : Torre Archinti		
		
1° Modo ( $f = 0,8264 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 1,21 \text{ s}$	2° Modo ( $f = 0,83728 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 1,19 \text{ s}$	3° Modo ( $f = 3,58949 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,28 \text{ s}$
		
4° Modo ( $f = 3,91091 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,26 \text{ s}$	5° Modo ( $f = 3,94172 \text{ Hz}$ ) $T = 1/f = 0,25 \text{ s}$	

Tabella 130: Risposta modale della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Modello 3

Le tabelle sopra riportate riassumono in modo schematico l'evoluzione dei modi di vibrare, dal primo al quinto, dei tre modelli relativi alla Torre di Palazzo Archinti di Mezzago.

Inoltre, per ogni modo, sono riportate la relativa frequenza naturale ed il periodo di oscillazione. In tutti e tre i modelli è riscontrabile un'analogia nell'evoluzione dei modi di vibrare. Infatti, il primo modo di vibrare ha come direzione principale quella lungo l'asse cartesiano x; il secondo modo, invece, ha come direzione principale quella lungo l'asse y. Il terzo modo di vibrare è prevalentemente torsionale attorno l'asse cartesiano z. I successivi due modi, invece, presentano componenti roto-traslatorie che non permettono di identificare una direzione principale. Confrontando le frequenze naturali dei modi di vibrare di ognuno dei tre modelli della torre, si nota che queste aumentano con l'evoluzione dei modi, la frequenza naturale minore è quella relativa al primo modo di vibrare, mentre, quella maggiore è relativa al quinto modo di vibrare. Inoltre, si può notare che la torre nella sua configurazione originale, quindi con due edifici adiacenti, presenta frequenze naturali maggiori rispetto alle altre due configurazioni. Si può, quindi, ipotizzare che la frequenza diminuisca alla diminuzione dei vincoli geometrici dati dagli edifici adiacenti. La torre nell'ipotesi che sia isolata, infatti, presenta le frequenze minori.

<b>Modello 1</b>				
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	w (rad/sec)	f (cycle/sec)	T (sec)	
1	6.794667	1.081405	0.924723	0.000000
2	8.015368	1.275685	0.783892	0.000000
3	26.623875	4.237321	0.235998	0.000000
4	27.905949	4.441370	0.225156	0.000000
5	30.401205	4.838502	0.206676	0.000000

<b>Modello 2</b>				
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	w (rad/sec)	f (cycle/sec)	T (sec)	
1	5.917615	0.941818	1.061777	0.000000
2	7.003393	1.114625	0.897163	0.000000
3	25.073851	3.990627	0.250587	0.000000
4	26.034834	4.143573	0.241338	0.000000
5	27.829403	4.429187	0.225775	0.000000

<b>Modello 3</b>				
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	w (rad/sec)	f (cycle/sec)	T (sec)	
1	5.192422	0.826400	1.210068	0.000000
2	5.260827	0.837287	1.194334	0.000000
3	22.553431	3.589490	0.278591	0.000000
4	24.572945	3.910906	0.255695	0.000000
5	24.766537	3.941717	0.253697	0.000000

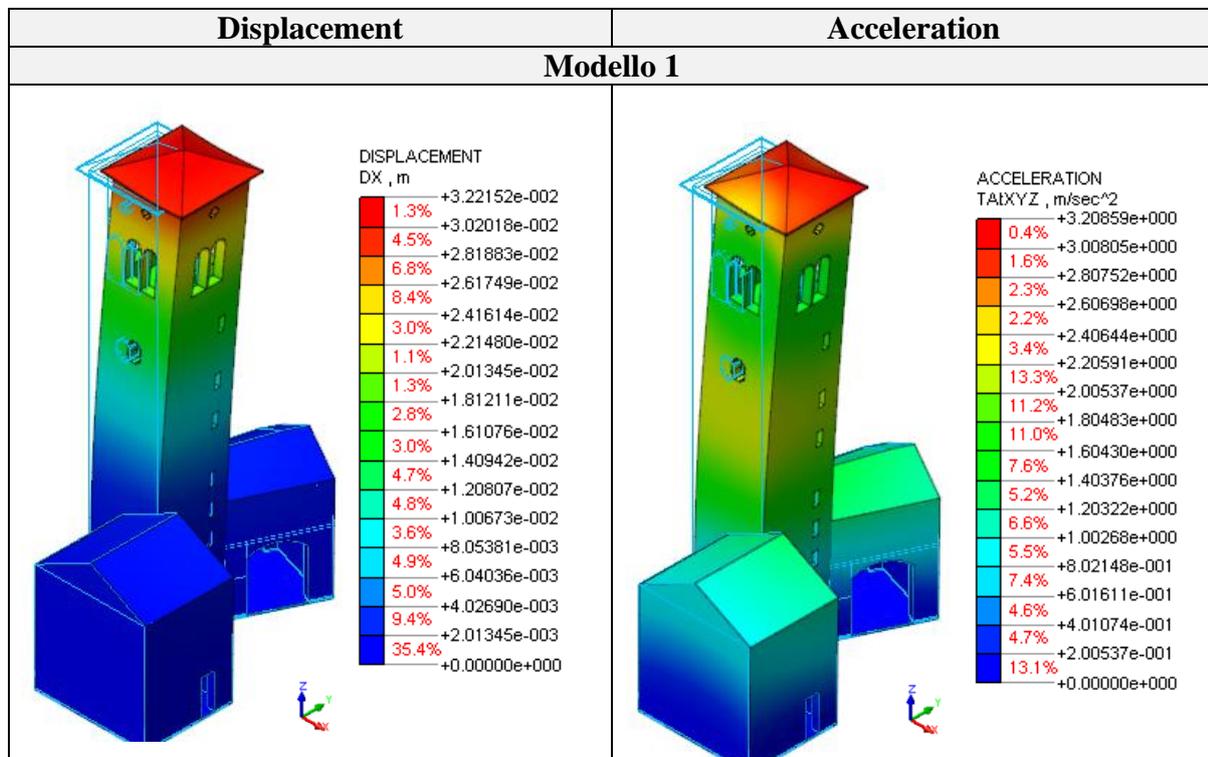
Tabella 131: Periodo e frequenza di vibrazione della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Output numerico

Modello	Periodo proprio (LV1)	Periodo proprio (FEM)
	s	s
Modello 1	0,67	0,92
Modello 2		1,06
Modello 3		1,21

Tabella 132: Confronto periodo proprio della Torre Archinti di Mezzago (MB)

La tabella sopra riportata mostra i periodi propri di oscillazione ottenuti, rispettivamente, con una formula empirica per il metodo semplificato LV1 e dall'analisi tramite il software di calcolo ad elementi finiti. Si ritiene necessario evidenziare che i periodi propri estrapolati dall'analisi FEM sono riferiti, in tutti e tre i casi, al primo modo di vibrare. Risulta evidente che, nell'analisi LV1, il periodo proprio è sottostimato rispetto a quanto riscontrato nei dati ottenuti dal software di calcolo.

### 3.7.3 Analisi Spettrale (Direzione X)



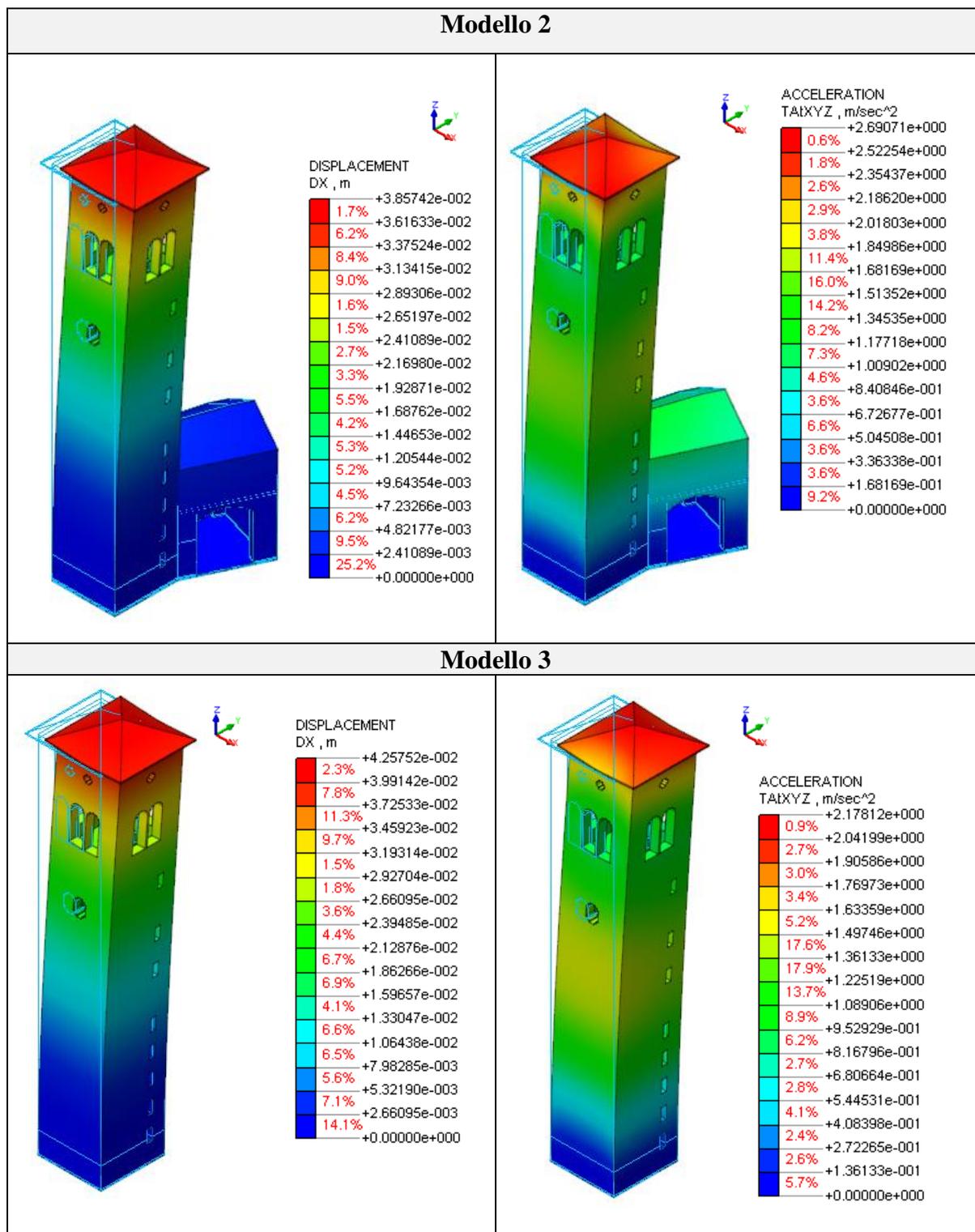


Tabella 133: Risposta spettrale (direzione x) della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output grafico

<b>Modello</b>	<b>Spostamento max (SLE)</b>	<b>Spostamento max (SLU)</b>	<b>Accelerazione max</b>
	<b>cm</b>	<b>cm</b>	<b>m/s<sup>2</sup></b>
Modello 1	3,22	8,05	3,20
Modello 2	3,86	9,65	2,69
Modello 3	4,26	10,65	2,18

*Tabella 134: Risposta spettrale (direzione x) della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output numerico*

Le tabelle, sopra riportate, mostrano la risposta sismica per la direzione agente del sisma lungo x della Torre Archinti, nelle tre configurazioni definite, sia allo stato limite di esercizio (SLE) sia allo stato limite ultimo (SLU). Il valore allo SLU viene determinato moltiplicando lo spostamento massimo allo SLE per il fattore di struttura, ipotizzato essere pari a 2,5. I parametri significativi che si è deciso di riportare sono lo spostamento massimo che la torre può subire e l'accelerazione massima cui è sottoposta la torre stessa.

Come evidenziato nella tabella riassuntiva, alla diminuzione dei vincoli geometrici presenti si ha un aumento dello spostamento che la torre può effettuare e una diminuzione dell'accelerazione massima cui esso è sottoposto. Questo significa che la Torre Archinti nella configurazione di torre isolata (modello 3), in caso di sisma, avrà uno spostamento massimo maggiore e un'accelerazione massima minore rispetto alla sua stessa configurazione originale con due corpi adiacenti.

In tutti e tre i modelli, sia lo spostamento massimo sia l'accelerazione massima si raggiungono in sommità. La base, invece, è caratterizzata, sostanzialmente, da una stabilità notevole e che è, anch'essa, influenzata dalla presenza o meno di edifici adiacenti: la zona con spostamento nullo è evidenziata dal colore blu e presenta altezze diverse a seconda che ci siano o meno gli edifici limitrofi. Nel modello 1, dove sono presenti entrambi gli edifici adiacenti alla torre, come nella realtà, la zona blu ha un'altezza pari a circa metà dello sviluppo totale in altezza della torre, e comprende i due edifici adiacenti. Nel modello 2 la zona blu comprende sempre l'edificio adiacente mantenuto, ma si estende per un'altezza minore rispetto al primo caso (arriva fino al punto di stacco tra i due edifici). Infine, nel modello 3, la zona blu diminuisce ancora il suo sviluppo in altezza, arrivando circa ad un quarto dell'altezza totale della torre.

Stesse considerazioni possono essere fatte per la distribuzione dell'accelerazione massima lungo lo sviluppo in altezza della torre: il punto di accelerazione massima si trova in copertura e la base è caratterizzata da un'accelerazione nulla, con uno sviluppo in verticale che dipende dalla presenza o meno degli edifici adiacenti. Nel caso dell'accelerazione, però, la fascia blu di accelerazione nulla non ha una variazione così evidente come per lo spostamento: tra il limite del modello 1 e quello del modello 3 c'è una differenza che è dell'ordine del metro.

Di seguito si riporta il confronto relativo al valore del taglio alla base ottenuto dal metodo semplificato LV1 e dai risultati estrapolati dal software ad elementi finiti midas GEN, che è stato utilizzato esclusivamente per l'estrapolazione di dati che Midas FEA non forniva in maniera diretta.

Il confronto viene effettuato per il solo modello 3 poiché nell'analisi LV1 non è stata considerata la presenza dei corpi in adiacenza alla torre.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
Load	Step Order	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
Self Weight		0	0	7379,48466			
sisma x(RS)		-513,871357	37,399516	0			

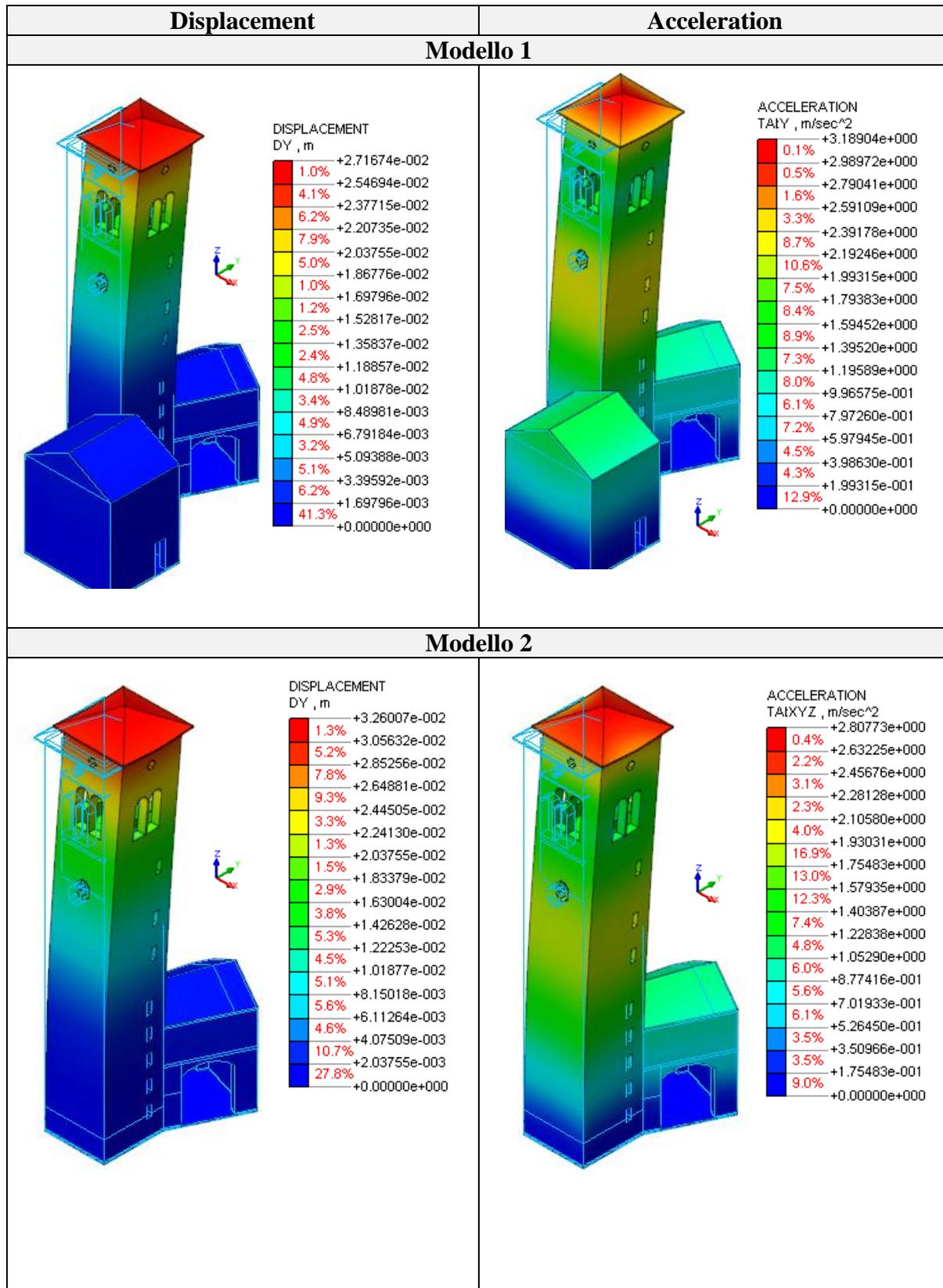
Figura 92: Taglio alla base della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Output numerico da Midas GEN

Modello	Taglio alla base LV1	FX (V) F.E.M.
	kN	kN
Modello 3	562,93	513,87

Tabella 135: Taglio alla base Torre Archinti di Mezzago (MB) - confronto

I valori risultano essere paragonabili nonostante la FX ottenuta dal software sia leggermente minore. Tale scarto potrebbe essere giustificato da alcune approssimazioni geometriche fatte nell'analisi LV1, per cui si rimanda al capitolo 2.

### 3.7.4 Analisi Spettrale ( Direzione Y)



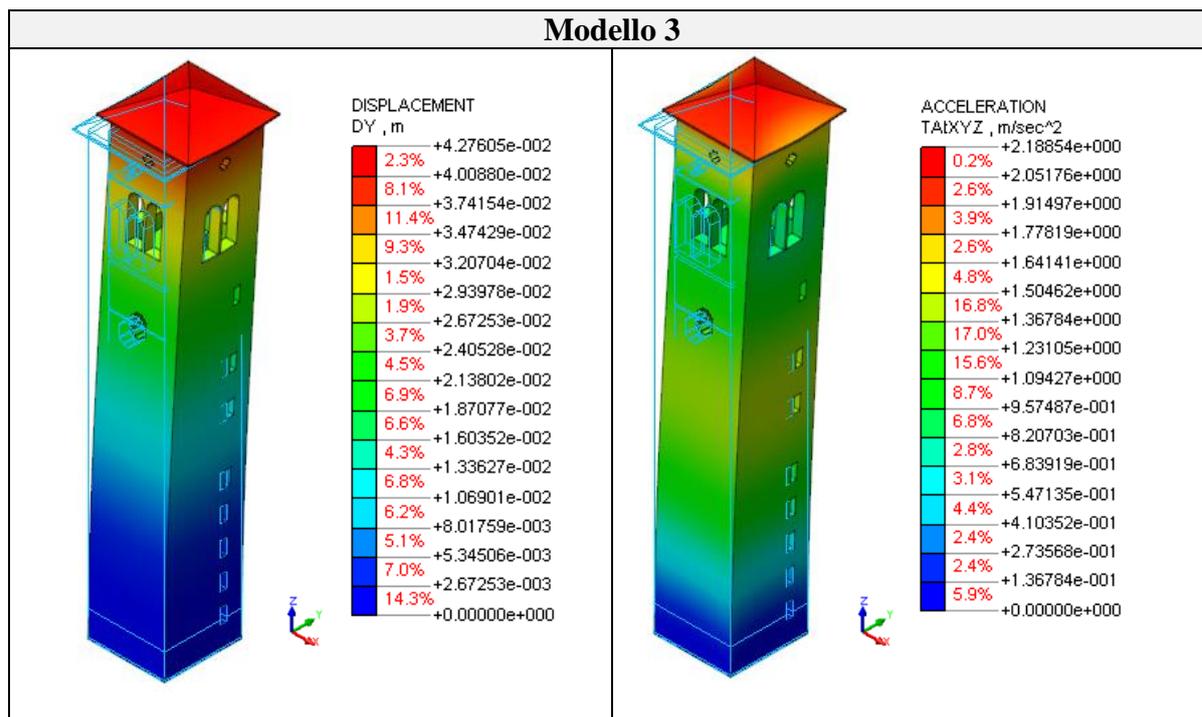


Tabella 136: Risposta spettrale (direzione y) della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output grafico

Modello	Spostamento max (SLE) cm	Spostamento max (SLU) cm	Accelerazione max m/s <sup>2</sup>
Modello 1	2,72	6,80	3,18
Modello 2	3,26	8,15	2,80
Modello 3	4,28	10,7	2,19

Tabella 137: Risposta spettrale (direzione y) della Torre Archinti di Mezzago (MB) – Output numerico

Considerazioni analoghe alle precedenti possono essere fatte anche nel caso di risposta sismica per la direzione agente del sisma lungo y.

### 3.8 Risultati: Torre San Martino della Battaglia

#### 3.8.1 Analisi Statica Lineare

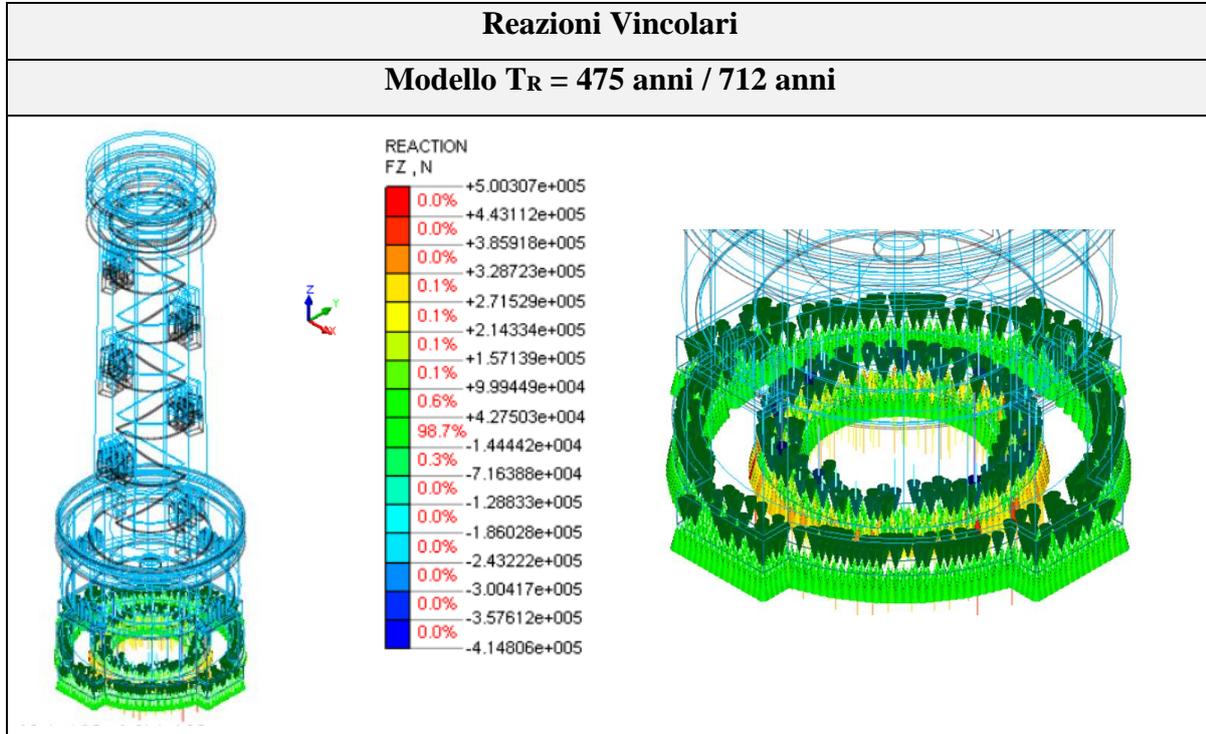


Tabella 138: Reazioni vincolari analisi statica lineare della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output grafico

Il confronto del peso complessivo  $F_z$  non è immediato, poiché il risultato ottenuto con l'analisi dei carichi fornisce un valore relativo alla sezione resistente alla base, mentre il valore fornito dall'analisi elaborata con il software ad elementi finiti è di tipo puntuale. Per effettuare il confronto si estrapola dal software la somma dei valori in corrispondenza dei nodi sulla superficie di base per ottenere il peso complessivo.

Dall'analisi risulta che il valore corrispondente a  $F_z$  (V), dato dalla somma di ciascun nodo, è pari a 88.547,62 kN.

Il valore di  $F_z$  associato al metodo semplificato LV1 è il seguente:

$$F_{z,LV1} = 87.241,73 \text{ kN}$$

Torre di San Martino della Battaglia (BS)	Fz	
	kN	
	Software F.E.M.	Analisi dei carichi
	88.547,62	87.241,73

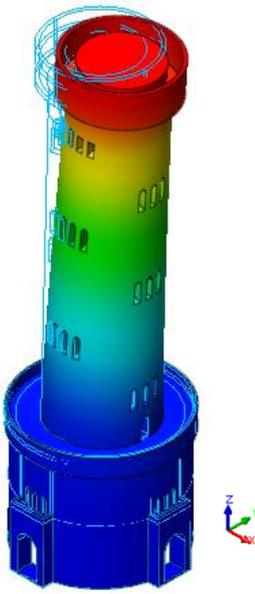
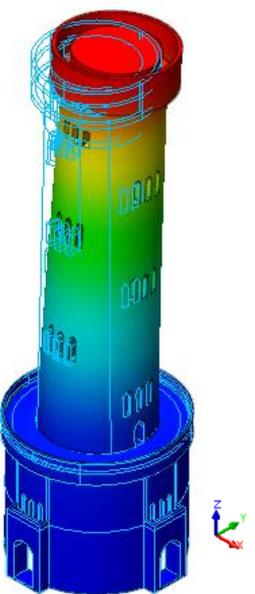
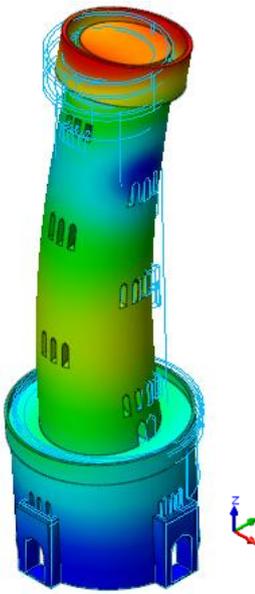
Tabella 139: Confronto carichi verticali Torre di San Martino della Battaglia (BS)

I valori risultano essere paragonabili nonostante la FZ ottenuta dal software sia leggermente maggiore. Tale scarto potrebbe essere giustificato da alcune approssimazioni geometriche fatte nell'analisi LV1 per cui si rimanda al capitolo 2.

### 3.8.2 Analisi modale

#### Analisi Lineare Dinamica

L'analisi modale è lo studio del comportamento dinamico di una struttura quando viene sottoposta a vibrazione. In analisi strutturale, permette la determinazione delle proprietà e della risposta di una struttura, vincolata o libera, in dinamica autonoma oppure eccitata da sollecitazioni forzanti dinamiche imposte dall'esterno. Per la Torre di San Martino della Battaglia vengono presi in considerazione i primi 5 modi di vibrare in modo da poter osservare quale sia il comportamento della struttura sollecitata.

		
1° Modo ( $f = 0,48162$ Hz) $T = 1/f = 2,07$ s	2° Modo ( $f = 0,48811$ Hz) $T = 1/f = 2,05$ s	3° Modo ( $f = 1,98964$ Hz) $T = 1/f = 0,5$ s

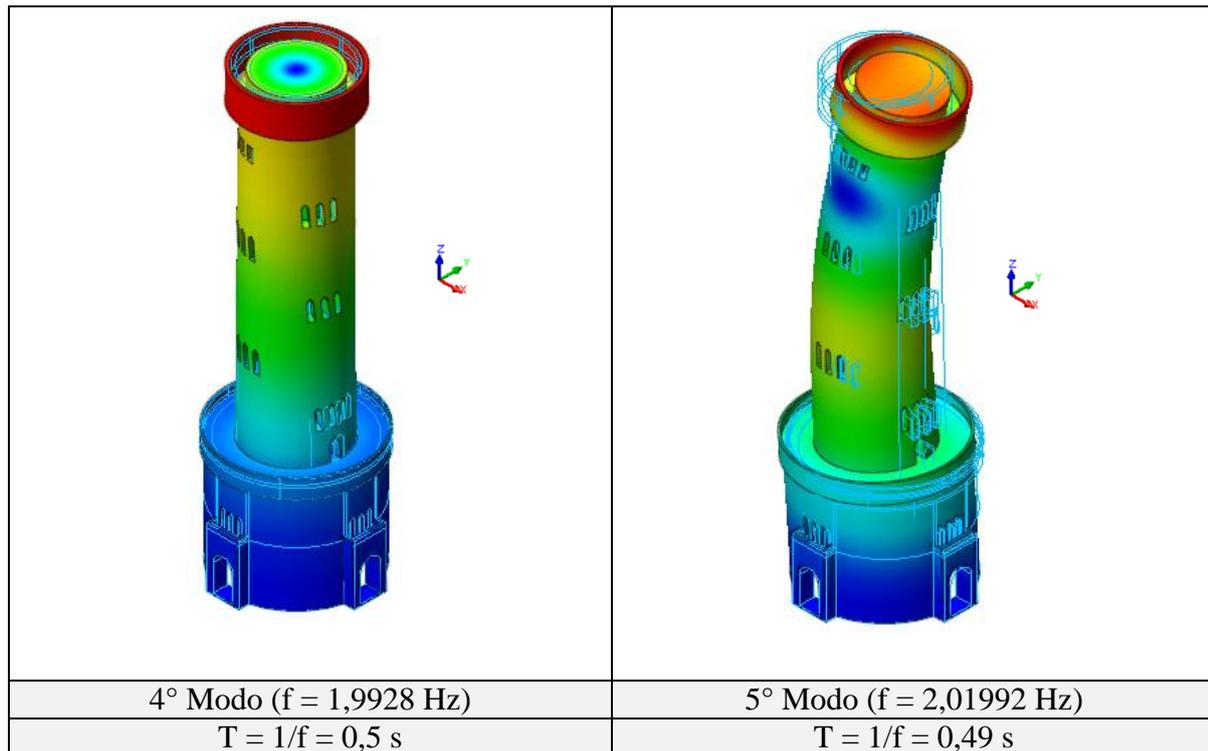


Tabella 140: Analisi modale della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

La tabella sopra riportata riassume in modo schematico l'evoluzione dei modi di vibrare, dal primo al quinto, del modello relativo alla Torre di San Martino della Battaglia (BS). Inoltre, per ogni modo, sono riportate la relativa frequenza naturale ed il periodo di oscillazione.

Il primo modo di vibrare ha come direzione principale quella lungo l'asse cartesiano x; il secondo modo, invece, ha come direzione principale quella lungo l'asse y. Il terzo modo di vibrare è prevalentemente torsionale attorno l'asse cartesiano z. I successivi due modi, invece, presentano componenti roto-traslatorie che non permettono di identificare una direzione principale.

Modello $T_R = 475/712$ anni					
Mode No	EIGENVALUE ANALYSIS				
	Frequency		Period	Tolerance	
	w (rad/sec)	f (cycle/sec)	T (sec)		
1	3.165687	0.503835	1.984778	0.000000	
2	3.212063	0.511216	1.956122	0.000000	
3	12.752836	2.029677	0.492689	0.000000	
4	12.778993	2.033840	0.491681	0.000000	
5	12.924822	2.057049	0.486133	0.000000	

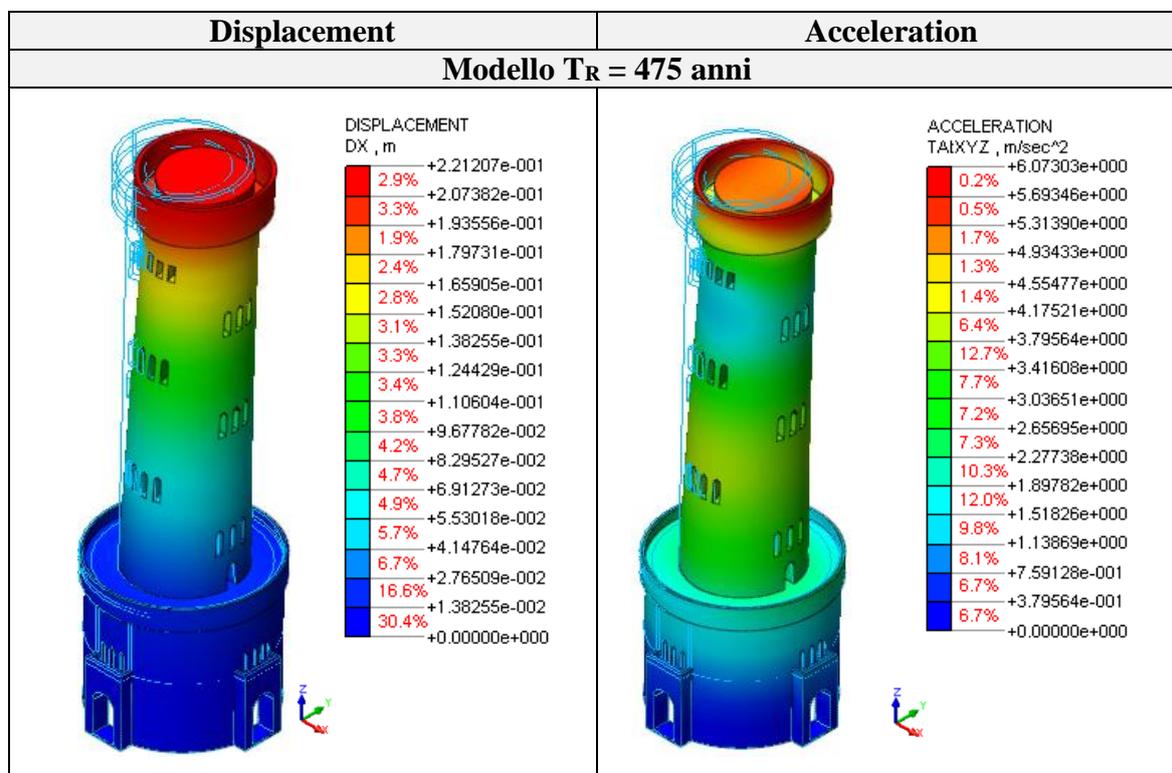
Tabella 141: Periodo e frequenza di vibrazione della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Output numerico

Torre di San Martino della Battaglia	Periodo proprio (LV1)	Periodo proprio (FEM)
	s	s
	1,13	2,07

Tabella 142: Confronto periodo proprio della Torre di San Martino della Battaglia (BS)

La tabella sopra riportata mostra i periodi propri di oscillazione ottenuti, rispettivamente, con una formula empirica per il metodo semplificato LV1 e dall’analisi tramite il software di calcolo ad elementi finiti. Si ritiene necessario evidenziare che il periodo proprio estrapolati dall’analisi FEM sono riferiti, in tutti e tre i casi, al primo modo di vibrare. Risulta evidente che, nell’analisi LV1, il periodo proprio è sottostimato rispetto a quanto riscontrato nei dati ottenuti dal software di calcolo.

### 3.8.3 Analisi Spettrale (Direzione X)



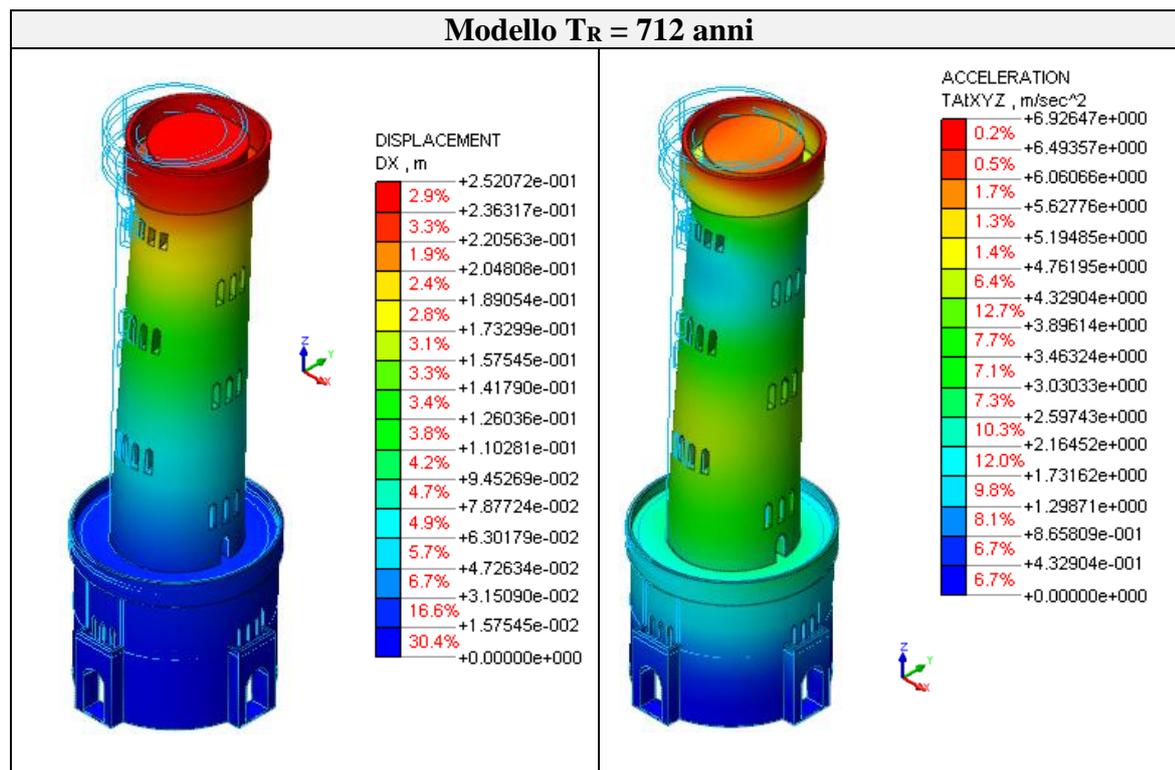


Tabella 143: Risposta spettrale (direzione x) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output grafico

Modello	Spostamento max (SLE)	Spostamento max (SLU)	Accelerazione max
	cm	cm	m/s <sup>2</sup>
Modello $T_R = 475$ anni	22,12	59,72	6,07
Modello $T_R = 712$ anni	25,21	68,06	6,93

Tabella 144: Risposta spettrale (direzione x) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output numerico

Le tabelle, sopra riportate, mostrano la risposta sismica per la direzione agente del sisma lungo x della Torre di San Martino della Battaglia, considerando le due configurazioni definite, sia allo stato limite di esercizio (SLE), sia all' stato limite ultimo (SLU). Il valore allo SLU viene determinato moltiplicando lo spostamento massimo allo SLE per il fattore di struttura ipotizzato essere pari a 2,7. I parametri significativi che si è deciso di riportare sono ancora lo spostamento massimo che la torre può subire e l'accelerazione massima cui è sottoposta la torre stessa.

La Torre viene appunto analizzata considerando due differenti periodi di ritorno e si può facilmente riscontrare che lo spostamento massimo, così come l' accelerazione massima con  $T_R$  pari a 475 anni, sia inferiore rispetto a  $T_R$  pari a 712 anni.

In entrambi i modelli, sia lo spostamento massimo sia l'accelerazione massima si raggiungono in sommità. La base, invece, è caratterizzata, sostanzialmente, da una stabilità notevole e che in tal caso è enormemente influenzata dalla corona circolare che caratterizza la struttura conferendole ulteriore stabilità in corrispondenza della sezione basamentale: la zona con spostamento nullo è evidenziata dal colore blu.

Stesse considerazioni possono essere fatte per la distribuzione dell'accelerazione massima lungo lo sviluppo in altezza della torre: il punto di accelerazione massima si trova in copertura e la base è caratterizzata da un'accelerazione nulla.

Di seguito si riporta il confronto relativo al valore del taglio alla base ottenuto dal metodo semplificato LV1 e dai risultati estrapolati dal software ad elementi finiti midas GEN, che è stato utilizzato esclusivamente per l'estrapolazione di dati che Midas FEA non forniva in maniera diretta.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
	Load	Step	Step Order	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
	Self Weight			0	0	88517,83421
	Sisma X(RS)			-9390,620613	94,756402	0

Figura 93: Taglio alla base della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Output numerico da Midas GEN

<b>Modello</b>	<b>Taglio alla base LV1</b>	<b>FX (V) F.E.M.</b>
	<b>kN</b>	<b>kN</b>
Torre di San Martino	8.642,49	9.390,62

Tabella 145: Taglio alla base Torre di San Martino della Battaglia (BS) - confronto

I valori risultano essere paragonabili nonostante la FX ottenuta dal software sia leggermente maggiore. Tale scarto potrebbe essere giustificato da alcune approssimazioni geometriche fatte nell'analisi LV1, per cui si rimanda al capitolo 2.

### 3.8.4 Analisi Spettrale (Direzione Y)

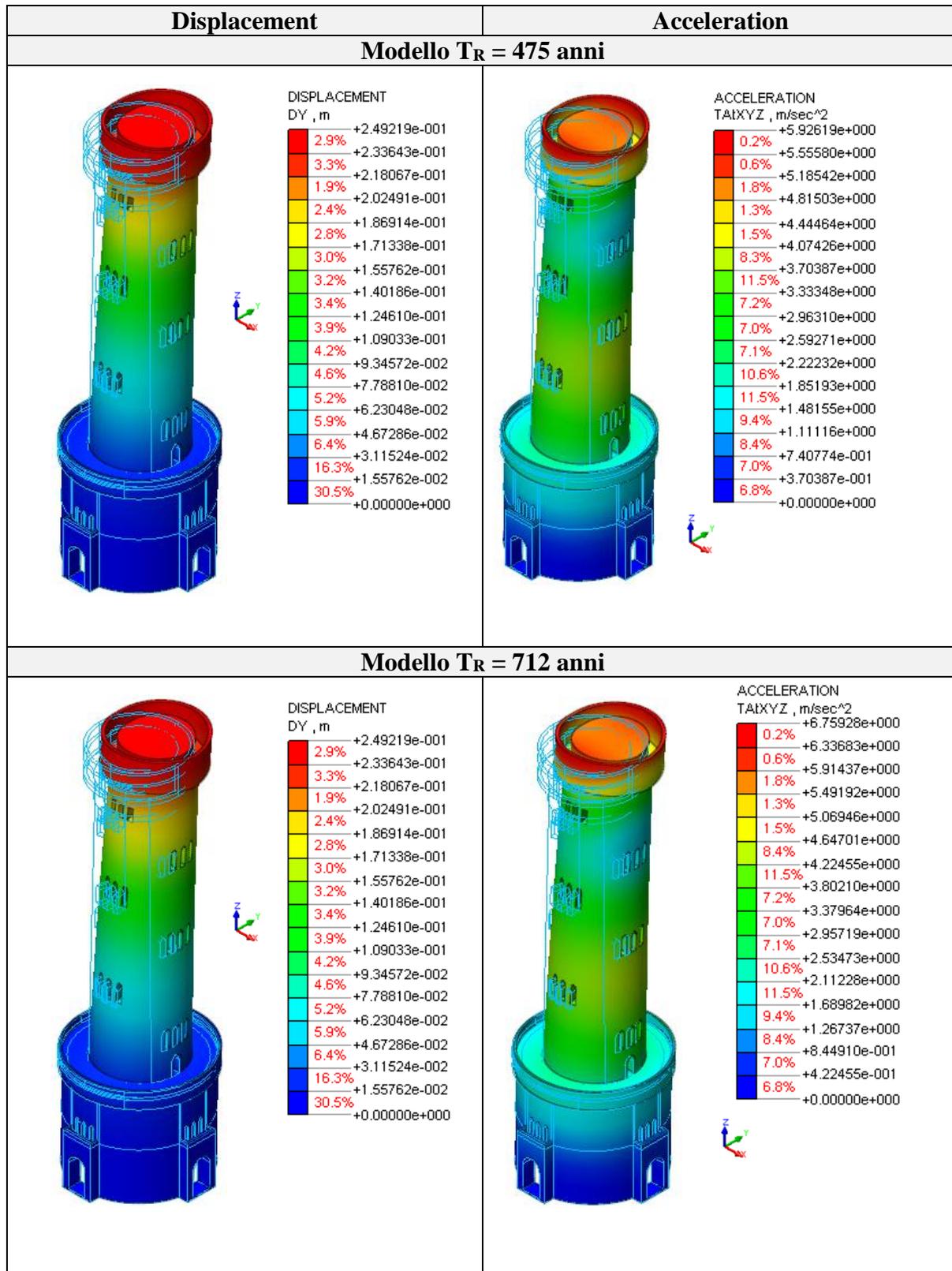


Tabella 146: Risposta spettrale (direzione y) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output grafico

<b>Modello</b>	<b>Spostamento max (SLE)</b>	<b>Spostamento max (SLU)</b>	<b>Accelerazione max</b>
	<b>cm</b>	<b>cm</b>	<b>m/s<sup>2</sup></b>
<b>Modello T<sub>R</sub> = 475 anni</b>	21,87	56,86	5,93
<b>Modello T<sub>R</sub> = 712 anni</b>	24,92	64,79	6,76

*Tabella 147: Risposta spettrale (direzione y) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) – Output numerico*

Considerazioni analoghe alle precedenti possono essere fatte anche nel caso di risposta sismica per la direzione agente del sisma lungo y.



## Capitolo 4

### **Sviluppi futuri**

Dopo aver condotto le analisi lineari nel capitolo precedente, è stata impostata una analisi non lineare statica. Questo capitolo, a differenza dei precedenti, vuole presentare l'impostazione preliminare di questo tipo di analisi. Tale scelta è dettata dal fatto che, non essendo in possesso di dati precisi relativamente alle caratteristiche della muratura, risulta non fattibile una adeguata definizione dei parametri di un modello costitutivo. Inoltre la scelta di questo è necessariamente limitata a quanto disponibile nei sistemi software a disposizione. In questo caso si può fare riferimento al modello costitutivo "Total Strain Crack" che deriva dalla meccanica della frattura ma è indicato come applicabile positivamente alla muratura. Per un approccio preliminare all'analisi dei casi in studio, la determinazione qualitativa del quadro fessurativo viene impostata inserendo valori di alcuni parametri suggeriti dal manuale relativo al software stesso [2]. Il quadro derivante è da considerarsi come possibile sviluppo e non sarà comunque possibile associare ai risultati una valutazione della capacità.

Alcuni parametri, in questa fase preliminare, vengono fatti variare per osservare eventuali cambiamenti nella risposta fornita dal software.

È doveroso, quindi, sottolineare che questa tipologia di analisi non solo richiede un approfondimento di carattere teorico, ma anche prove e studi da effettuarsi direttamente sulla muratura della struttura considerata. In questa tesi non è stato possibile raggiungere un livello di approfondimento tale da poter elaborare un quadro fessurativo soddisfacente a livello quantitativo.

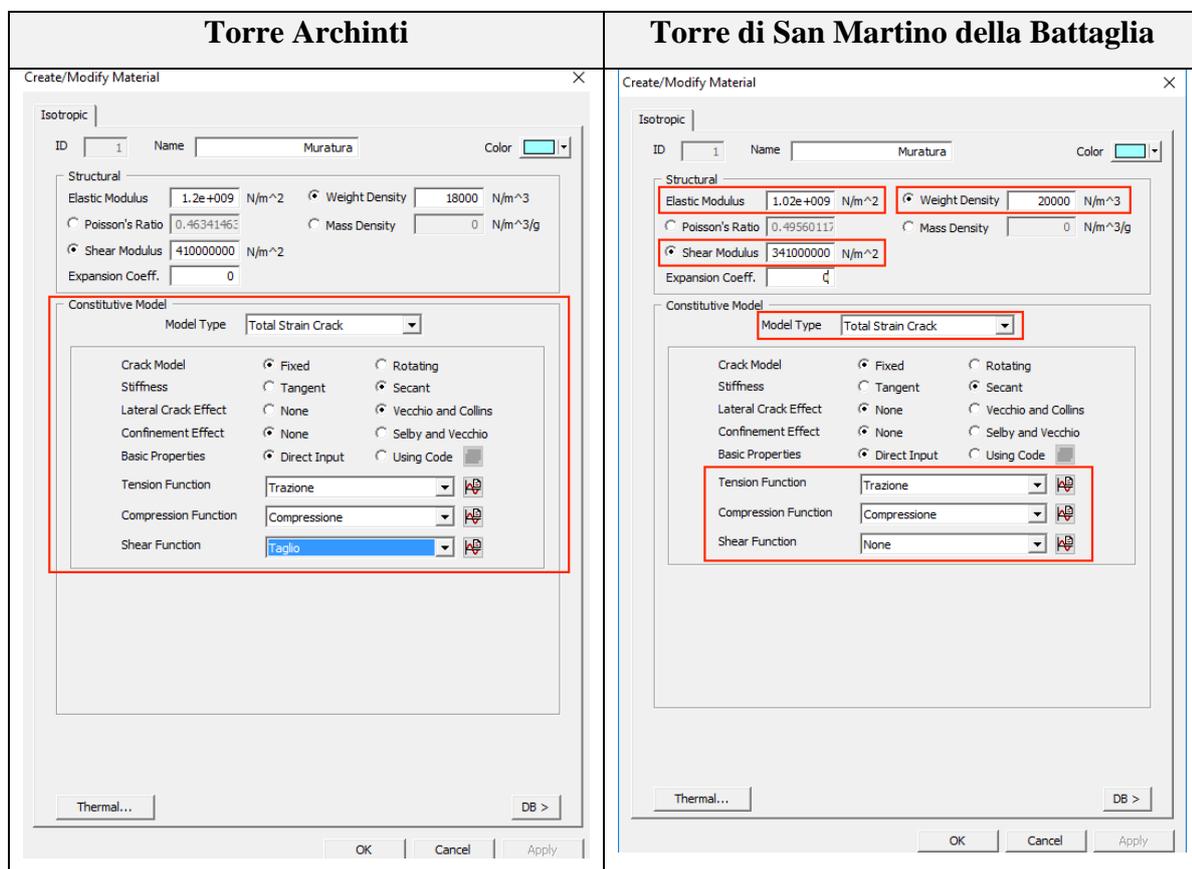
L'obiettivo, pertanto, è quello di predire lo sviluppo di un andamento fessurativo, con una analisi pushover e un modello del materiale che permette di individuare le fessure, e

seguire, quindi, il progredire della fase post-elastica verso la formazione di un meccanismo di collasso.

Le analisi preliminari hanno, comunque, permesso di individuare le zone critiche di propagazione delle fessure per ciascuna torre analizzata.

#### 4.1 Analisi Non Lineare Statica

Vengono riproposti di seguito i campi da compilare con i parametri di input relativamente al modello costitutivo “Total Strain Crack”.



Le funzioni di trazione, compressione e taglio vengono impostate seguendo il relativo manuale “Analisi non lineare di strutture in murature e miste” [2], come segue:

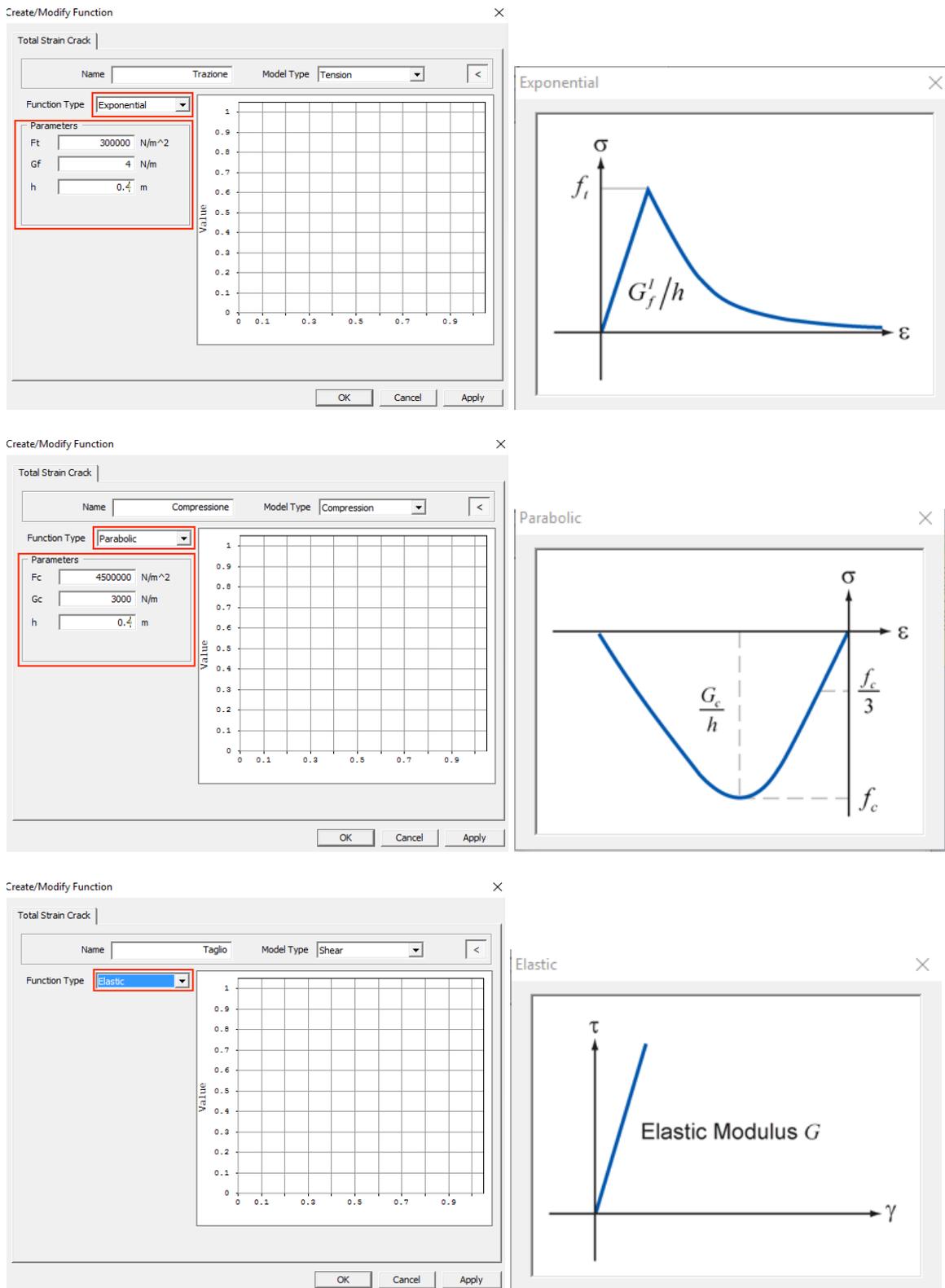


Figura 94: Impostazioni delle funzioni di Trazione, Compressione e Taglio per l'analisi

I parametri inseriti sono:

- $f_{ct}$  = resistenza a trazione;
- $f_c$  = resistenza a compressione;
- $G_f$  = energia di frattura a trazione;
- $G_c$  = energia di frattura a compressione;
- $h$  = parametro dipendente dalla mesh (Crack band width)

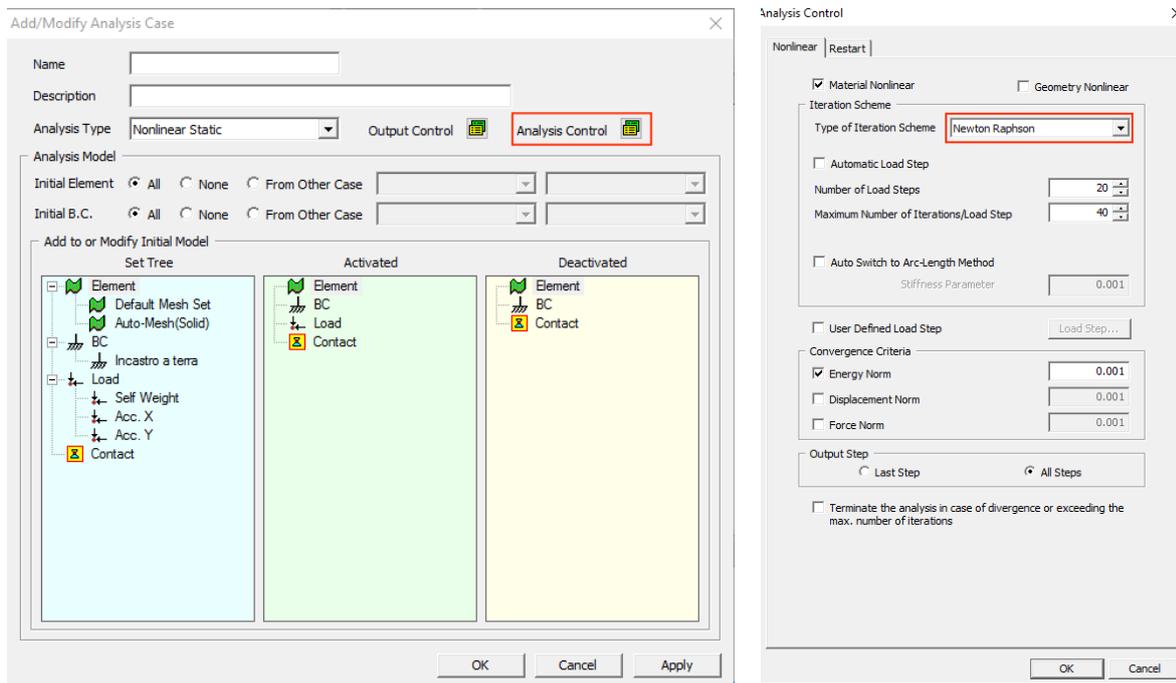


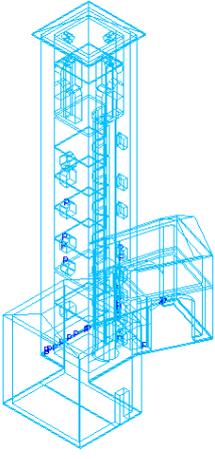
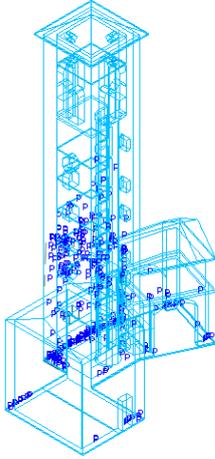
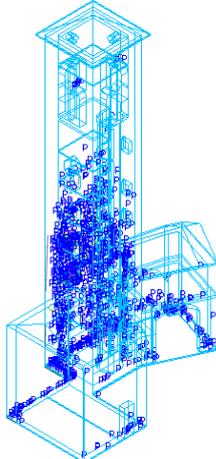
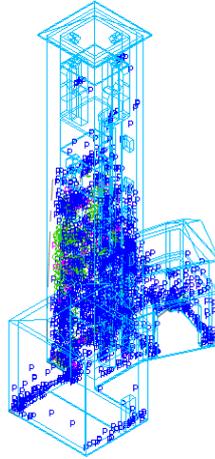
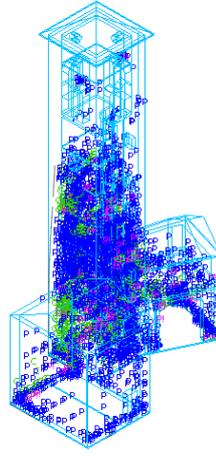
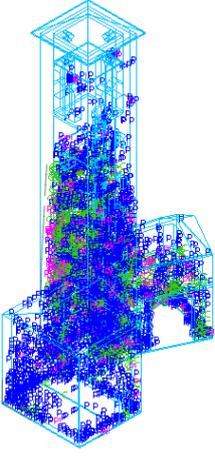
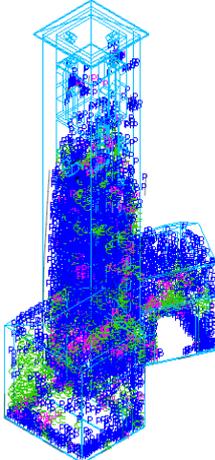
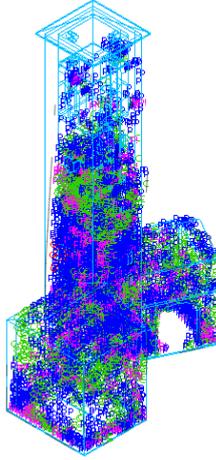
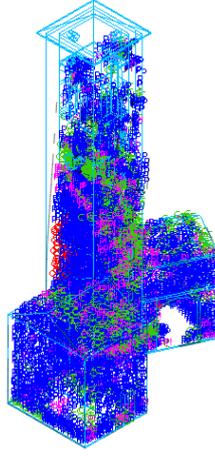
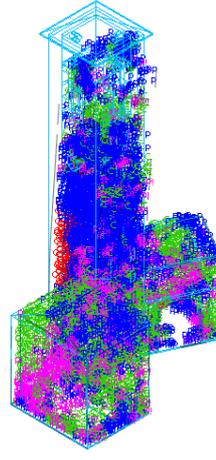
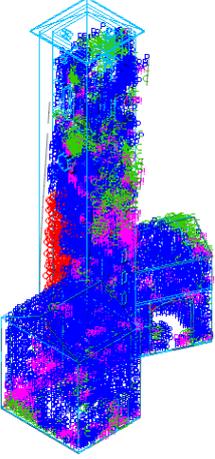
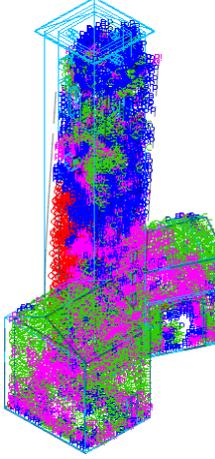
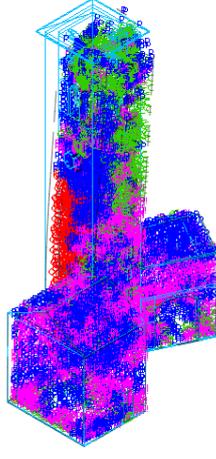
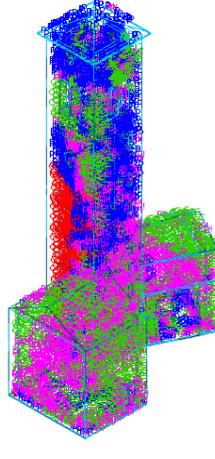
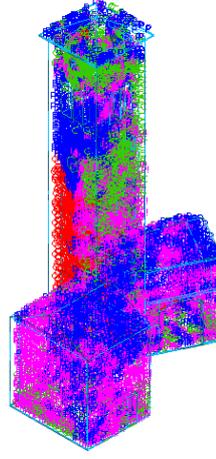
Figura 95: Impostazione dei parametri per l'analisi non lineare statica

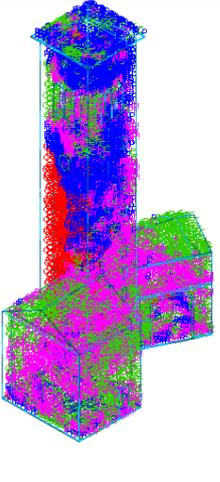
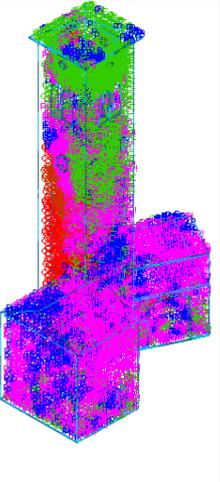
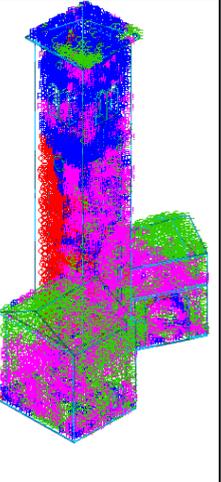
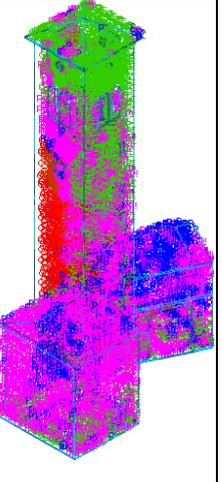
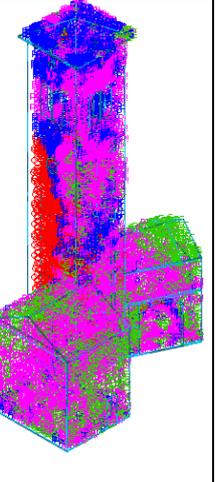
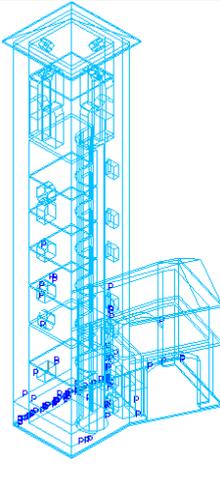
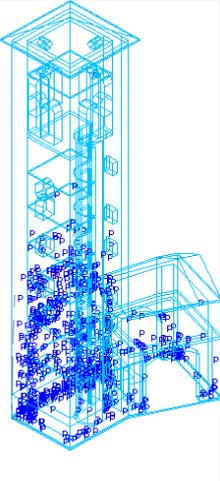
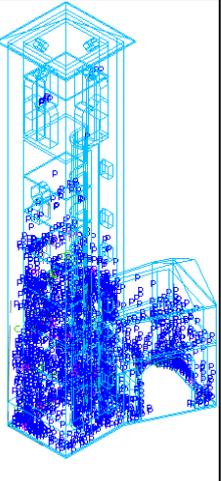
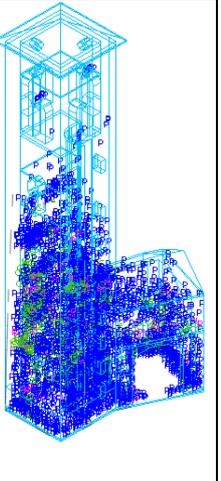
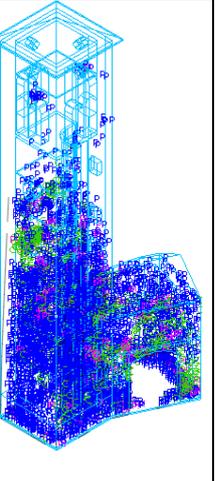
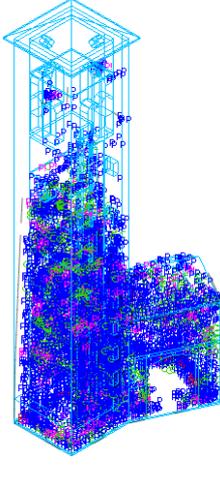
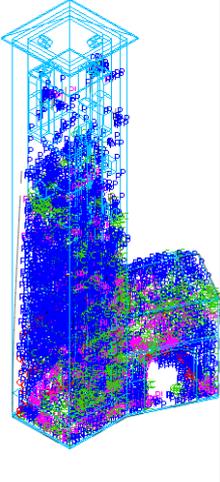
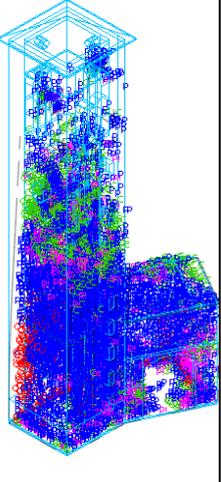
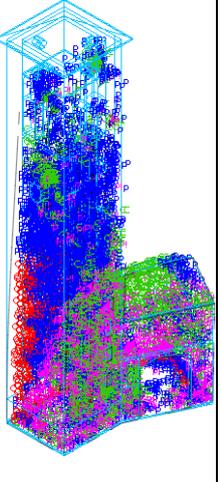
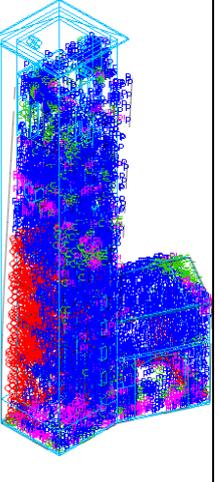
### 4.1.1 Torre Archinti

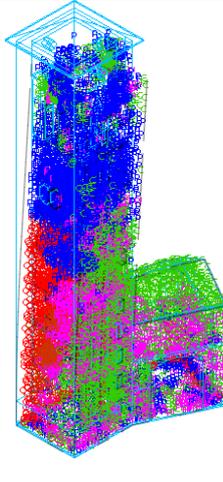
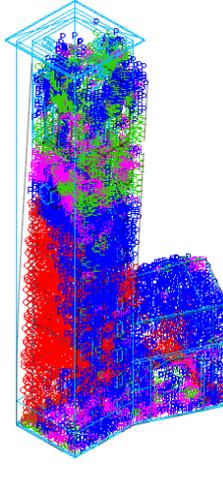
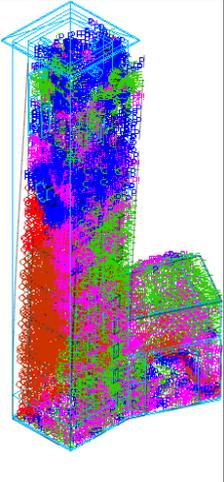
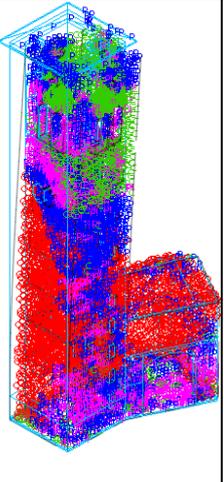
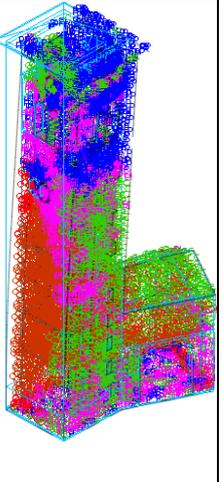
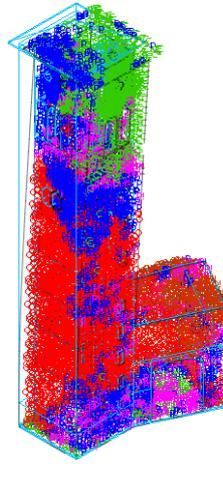
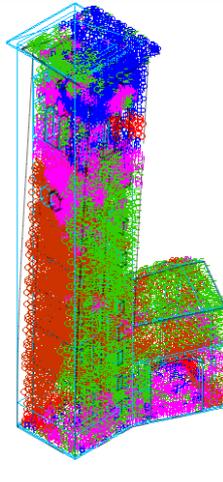
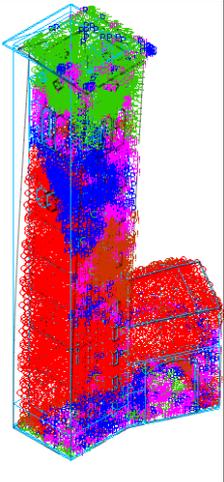
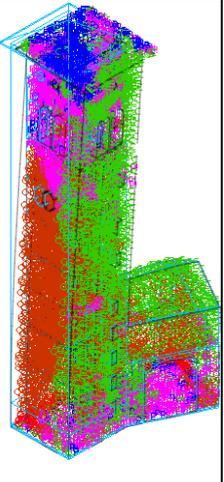
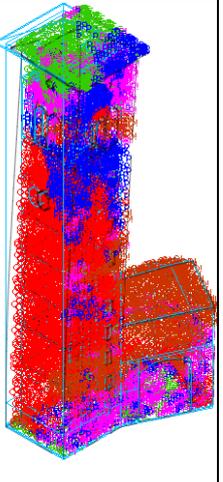
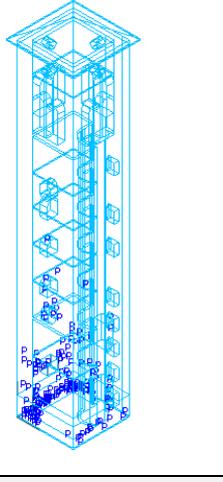
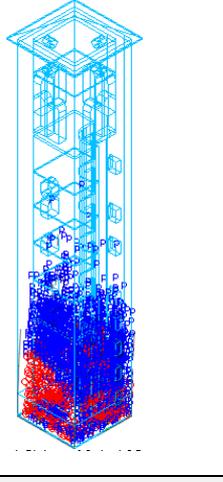
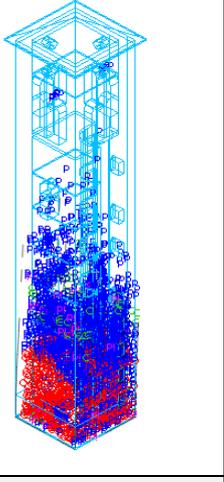
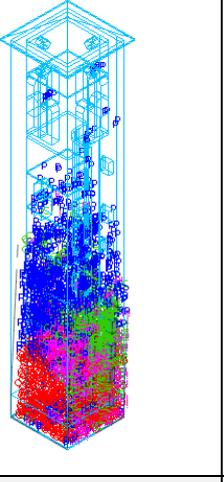
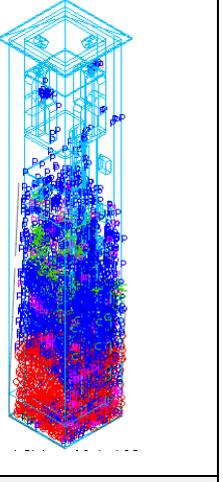
L'analisi non lineare statica prevede per ciascuna direzione sismica una probabile progressione dello stato fessurativo prodotto dalle caratteristiche geometriche e materiche della struttura in analisi. Per facilitare la lettura degli output grafici, il software propone una classificazione della fessurazione, in particolare:

<b>Simbologia</b>	<b>Stato di progressione fessurazione</b>
	Fessurazione parzialmente aperta - in evoluzione
	Fessurazione parzialmente aperta - stabile
	Fessurazione completamente aperta - in evoluzione
	Fessurazione completamente aperta - stabile
	Fessurazione chiusa
	Nessuna fessurazione

Tabella 148: Legenda andamento fessurativo

<b>Sisma direzione X</b>				
<b>Modello 1</b>				
				
Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
				
Step 6	Step 7	Step 8	Step 9	Step 10
				
Step 11	Step 12	Step 13	Step 14	Step 15

				
Step 16	Step 17	Step 18	Step 19	Step 20
<b>Modello 2</b>				
				
Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
				
Step 6	Step 7	Step 8	Step 9	Step 10

				
Step 11	Step 12	Step 13	Step 14	Step 15
				
Step 16	Step 17	Step 18	Step 19	Step 20
<b>Modello 3</b>				
				
Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5

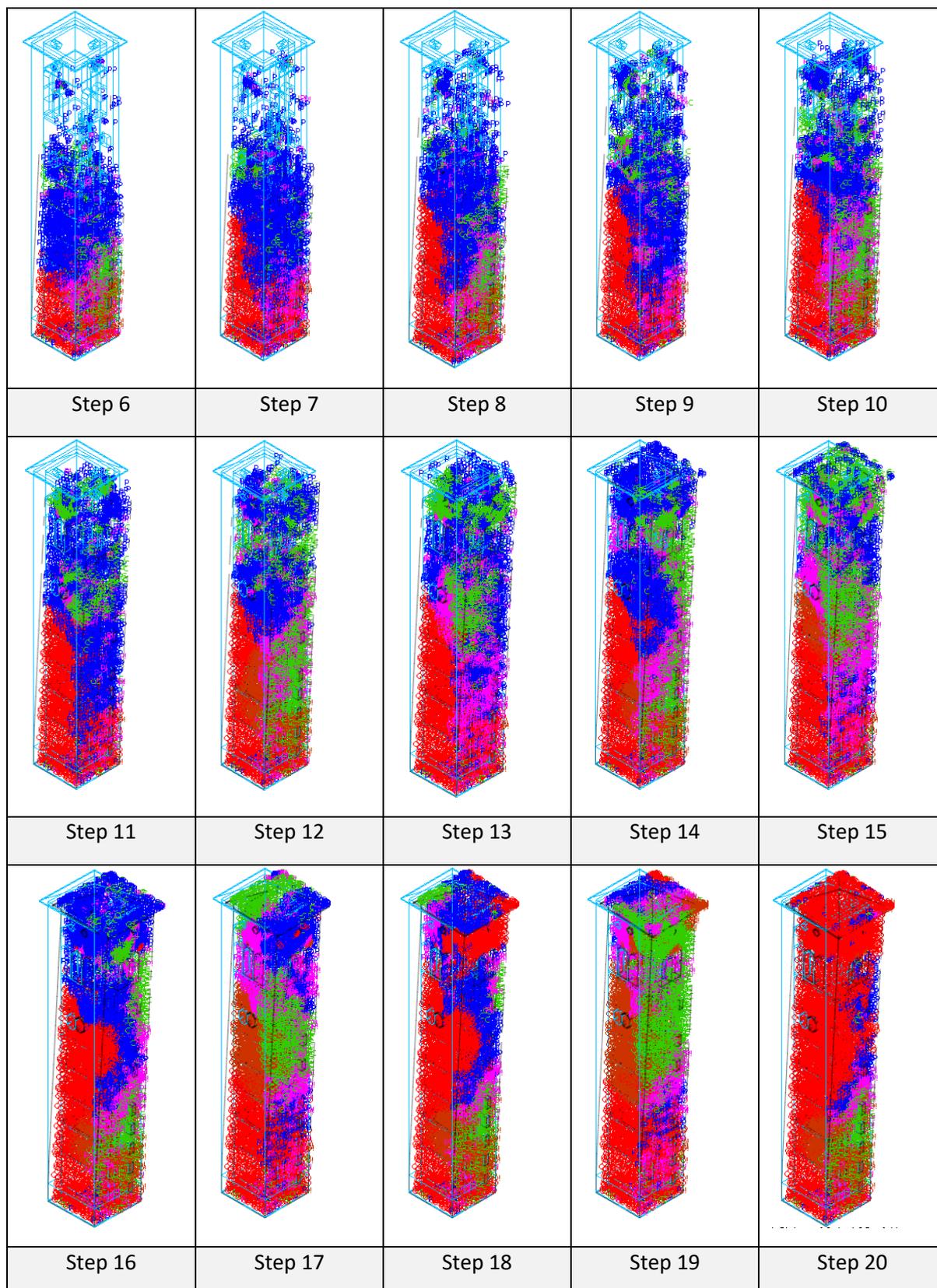


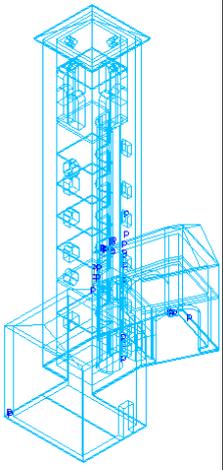
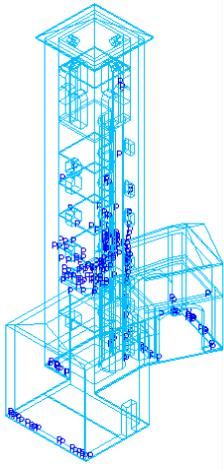
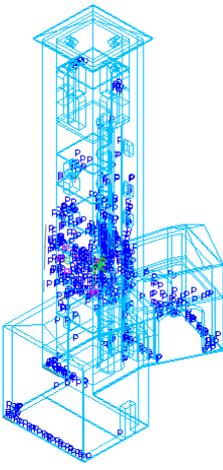
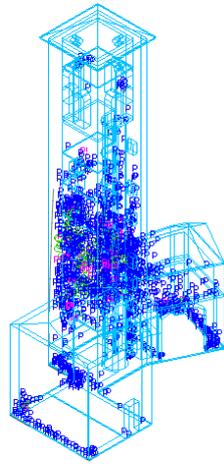
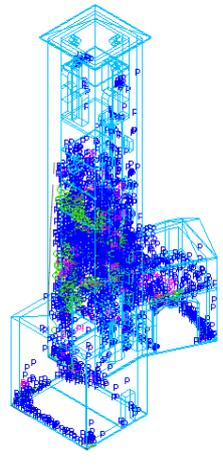
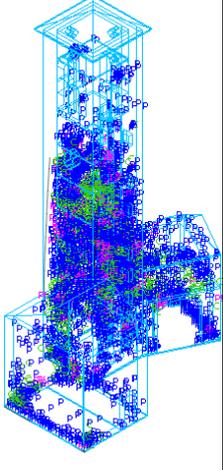
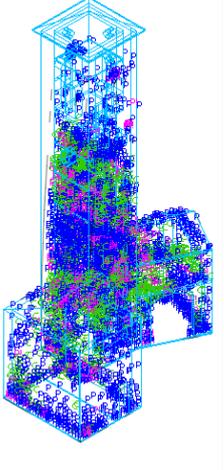
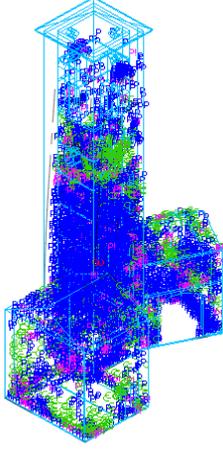
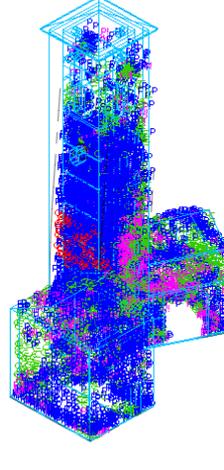
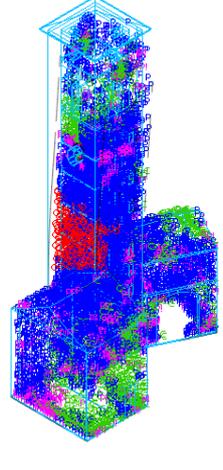
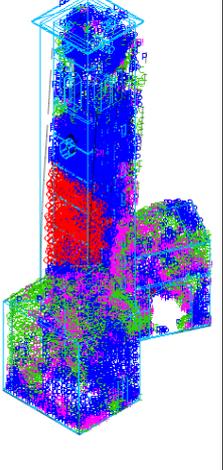
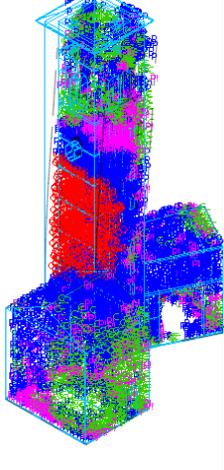
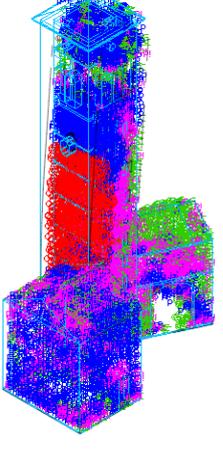
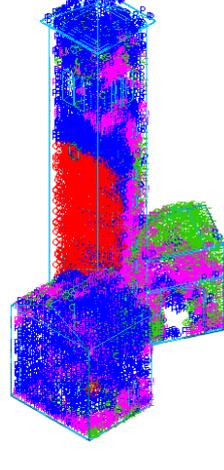
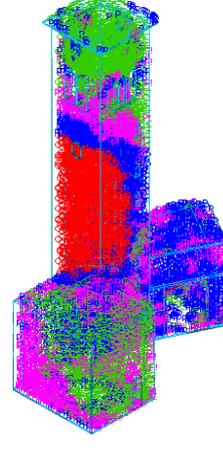
Tabella 149: Evoluzione delle fessurazioni (azione sismica in direzione x) della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Output grafico

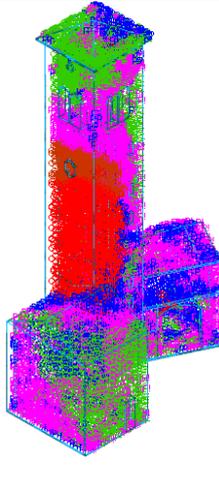
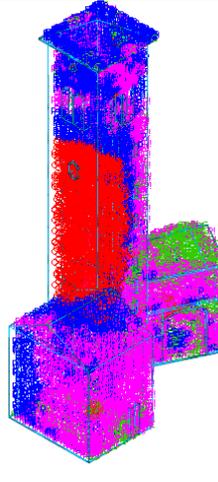
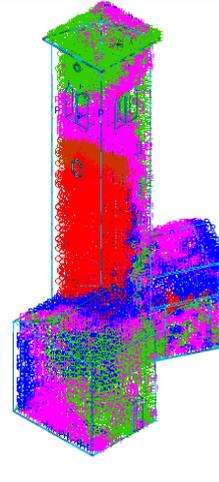
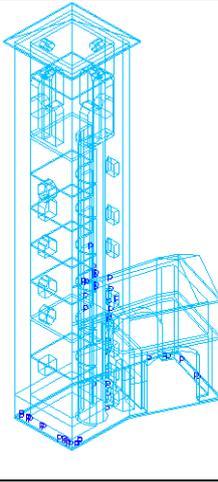
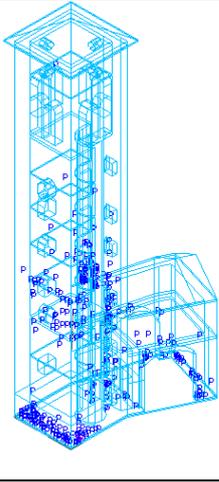
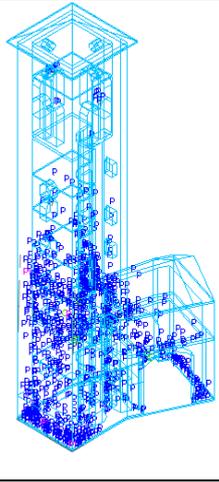
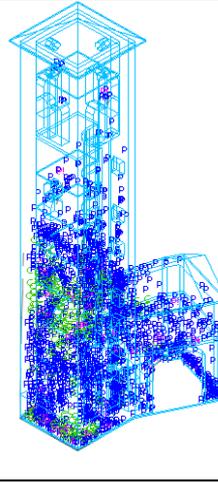
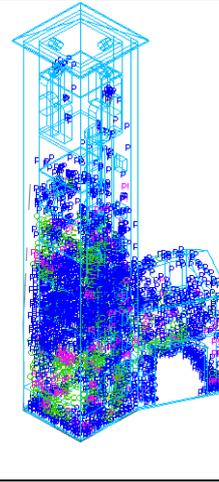
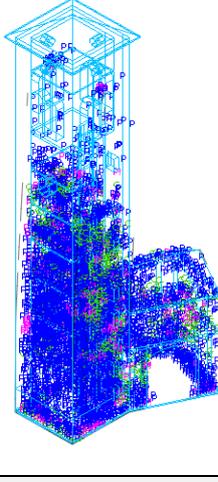
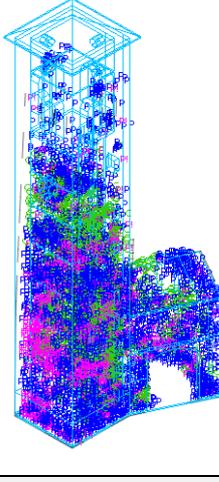
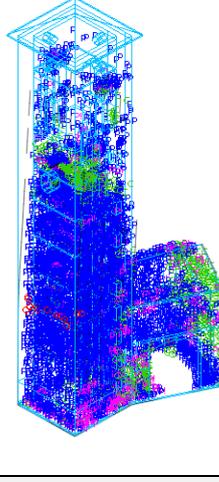
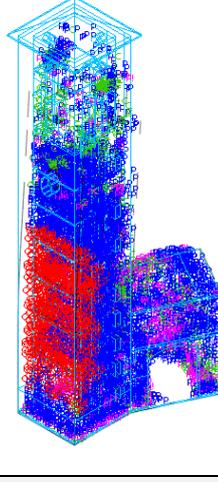
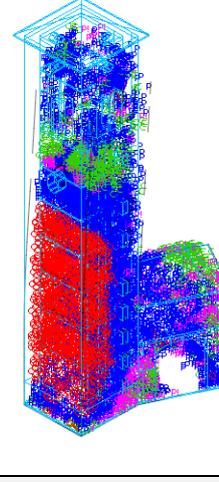
L'obiettivo dell'analisi non lineare statica è quello di restituire, graficamente, l'evoluzione dello stato fessurativo della Torre in condizione di azione sismica applicata.

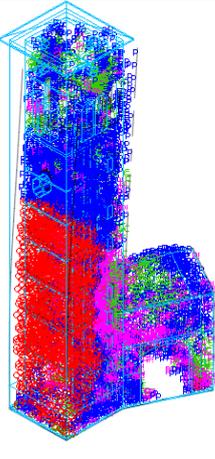
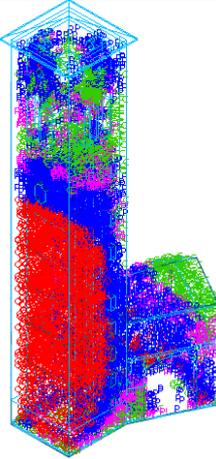
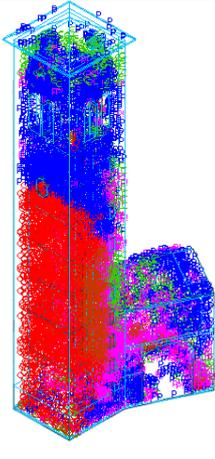
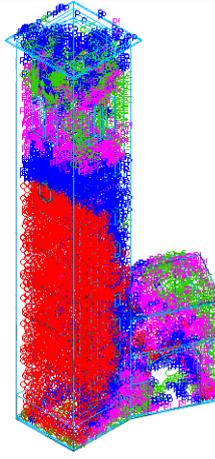
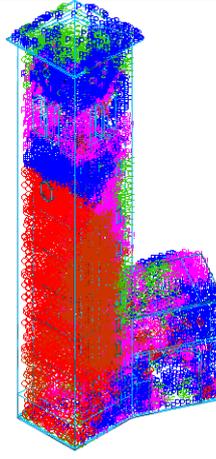
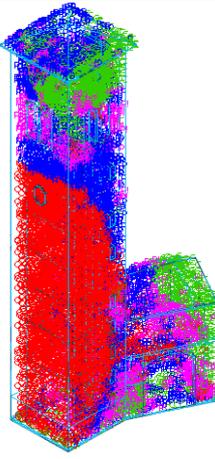
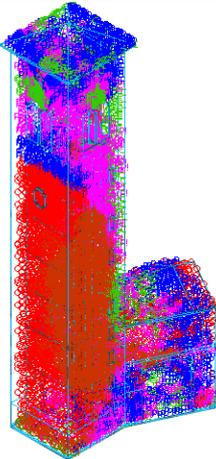
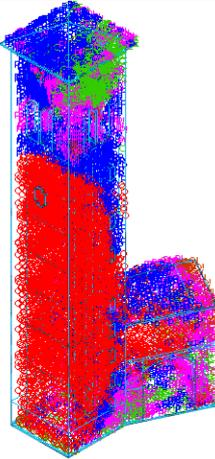
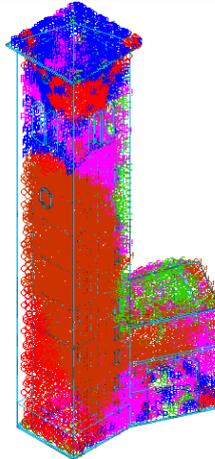
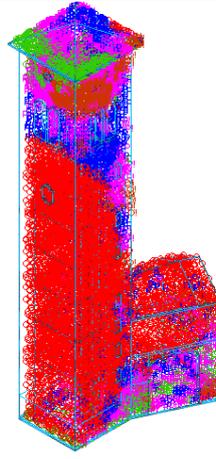
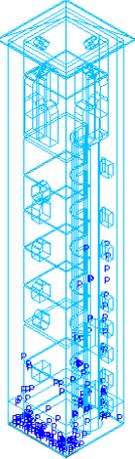
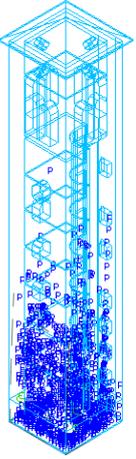
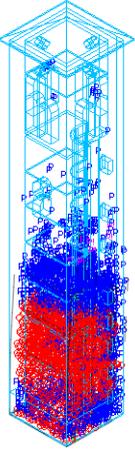
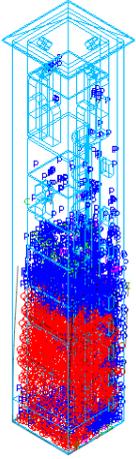
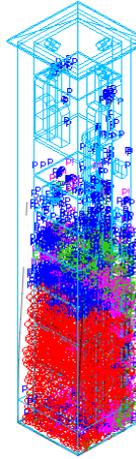
Per mostrare in modo chiaro ed evidente la distribuzione delle fessure sull'edificio, si è deciso di impostare un numero di incrementi di carico sufficientemente grande da poter restituire una lenta evoluzione dello stato fessurativo. In tutti e tre gli scenari di modello della Torre Archinti, il numero degli incrementi di carico è pari a 20, e corrispondono agli step riassunti nella tabella riportata sopra.

A parità di valore e direzione dell'accelerazione sismica applicata (lo spettro è lo stesso per tutti i modelli) e di numero di incrementi di carico, i tre modelli restituiscono scenari differenti. Tenendo presente che le fessure più importanti sono rappresentate dal colore rosso, è evidente che la Torre Archinti nel modello 3 raggiunge uno stato fessurativo pericoloso in uno step minore rispetto agli altri due modelli. Il modello 1, invece, è quello che presenta uno stato fessurativo, sempre molto esteso, ma migliore rispetto agli altri modelli.

Tutti e tre gli scenari presentano una zona critica nelle stessa posizione e che si espande dallo spigolo verso le facciate adiacenti. Il punto di partenza di queste fessure aperte, invece, tende ad essere a una quota dal suolo superiore nel modello 1, dovuto alla presenza dei due edifici, e si abbassa nel modello 2 e 3. Nell'ultimo modello, le fessure aperte partono, praticamente, ad una quota zero dal suolo.

<b>Sisma direzione Y</b>				
<b>Modello 1</b>				
				
Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
				
Step 6	Step 7	Step 8	Step 9	Step 10
				
Step 11	Step 12	Step 13	Step 14	Step 15

				
Step 16	Step 17	Step 18	Step 19	Step 20
<b>Modello 2</b>				
				
Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
				
Step 6	Step 7	Step 8	Step 9	Step 10

				
Step 11	Step 12	Step 13	Step 14	Step 15
				
Step 16	Step 17	Step 18	Step 19	Step 20
<b>Modello 3</b>				
				
Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5

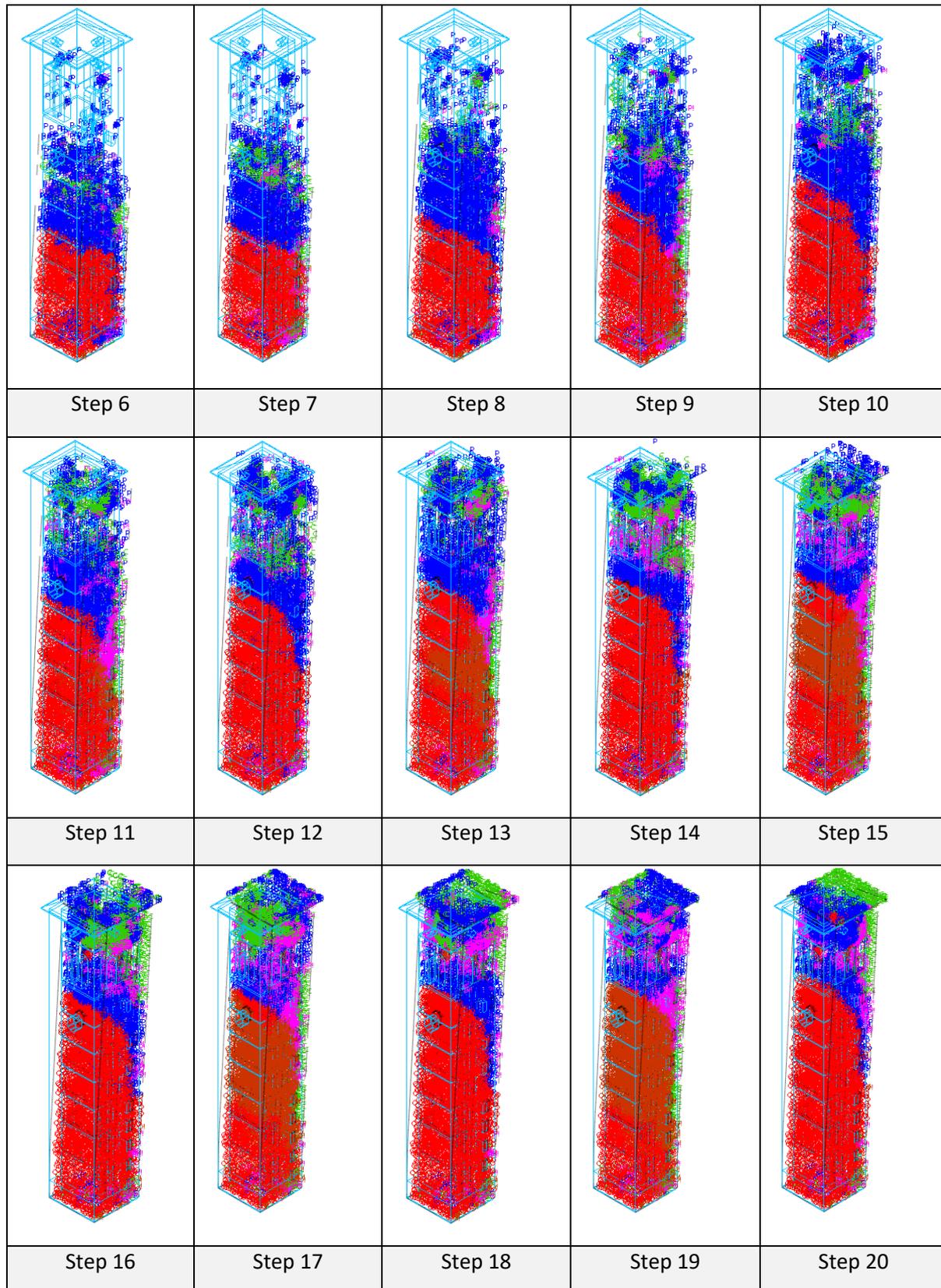


Tabella 150: Evoluzione delle fessurazioni (azione sismica in direzione y) della Torre Archinti di Mezzago (MB) - Output grafico

Il comportamento dei tre modelli della Torre Archinti di Mezzago è analogo anche nel caso di azione sismica agente lungo la direzione y.

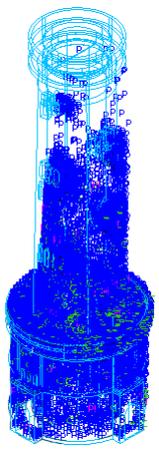
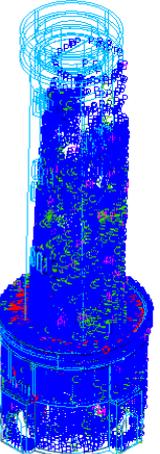
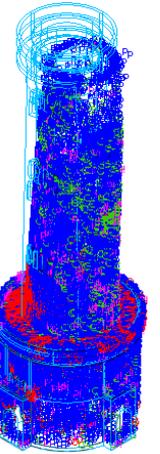
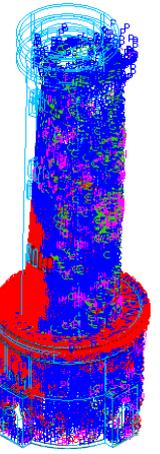
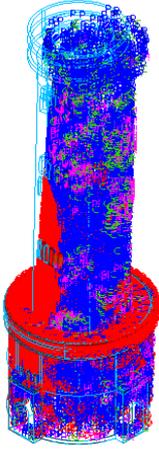
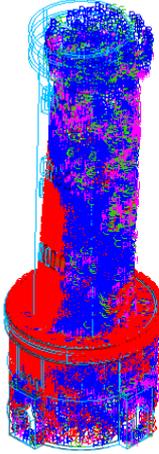
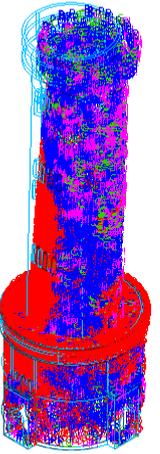
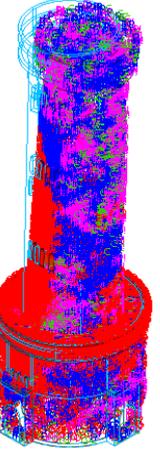
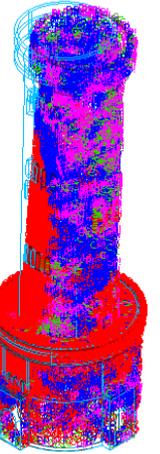
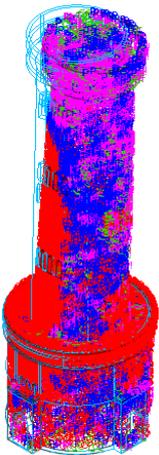
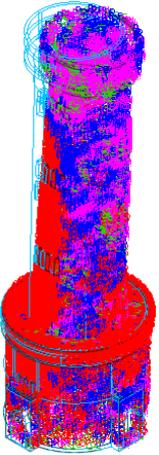
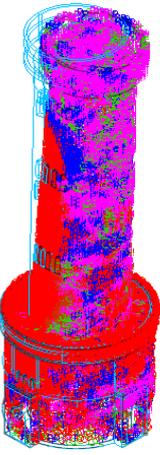
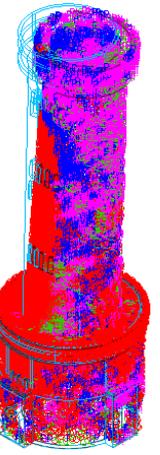
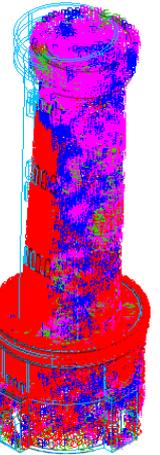
L'unica differenza degna di nota riguarda la zona critica, che in caso di azione sismica in direzione y si trova sulla facciata sinistra della torre. Anche in questo caso, gli edifici presentano differenti quote di partenza della zona di inizio fessurazione in base alla configurazione del modello.

#### 4.1.2 Torre di San Martino della Battaglia

L'analisi non lineare statica prevede per ciascuna direzione sismica una probabile progressione dello stato fessurativo prodotto dalle caratteristiche geometriche e materiche della struttura in analisi. Per facilitare la lettura degli output grafici il software propone una classificazione della fessurazione, in particolare:

Simbologia	Stato di progressione fessurazione
	Fessurazione parzialmente aperta - in evoluzione
	Fessurazione parzialmente aperta - stabile
	Fessurazione completamente aperta - in evoluzione
	Fessurazione completamente aperta - stabile
	Fessurazione chiusa
	Nessuna fessurazione

Tabella 151: Legenda andamento fessurativo

Sisma direzione X				
Modello $T_R = 475$ anni				
				
Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
				
Step 6	Step 7	Step 8	Step 9	Step 10
				
Step 11	Step 12	Step 13	Step 14	Step 15

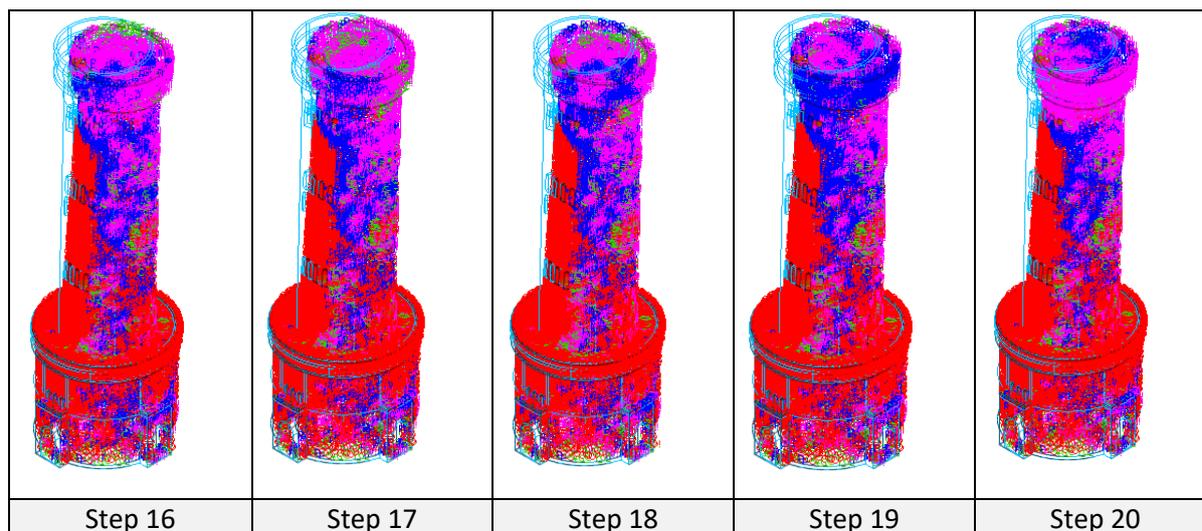
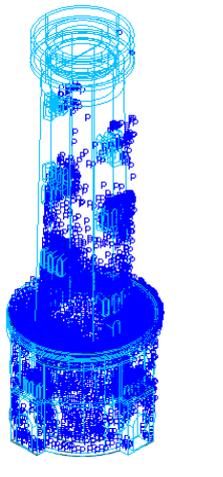
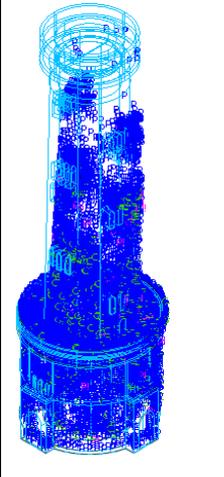
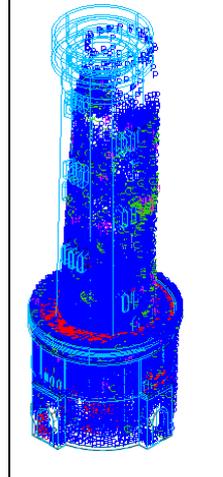
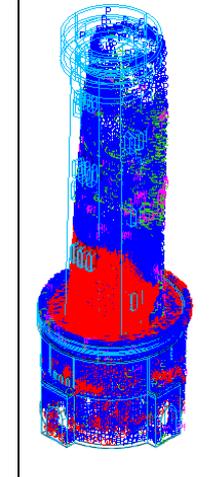
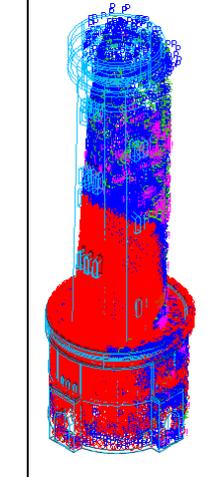
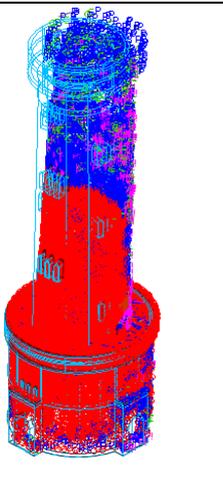
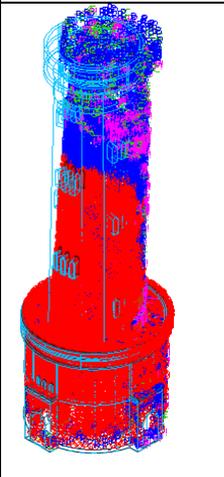
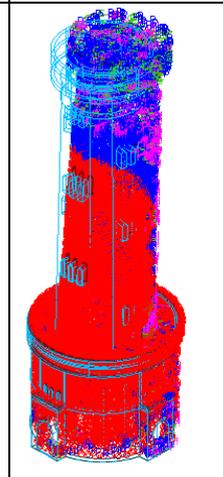
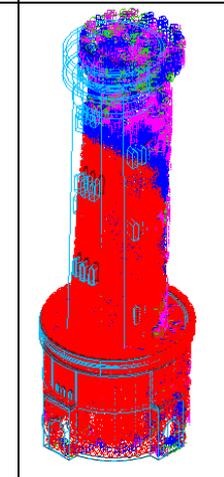
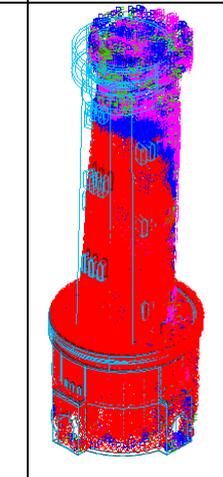
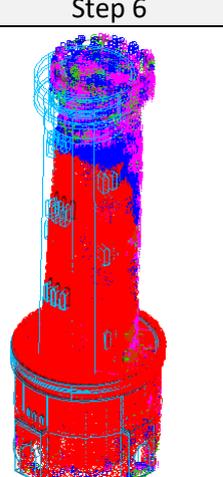
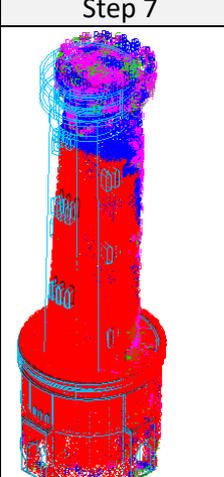
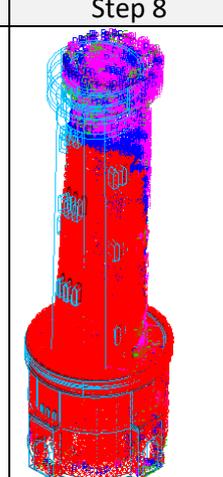
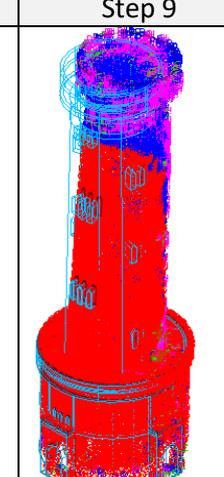
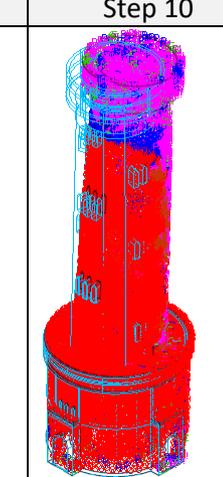


Tabella 152: Evoluzione delle fessurazioni (azione sismica in direzione x) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Output grafico

L'obiettivo dell'analisi non lineare statica è quello di restituire, graficamente, l'evoluzione dello stato fessurativo della Torre in condizione di azione sismica applicata.

Per mostrare in modo chiaro ed evidente la distribuzione delle fessure sull'edificio, si è deciso di impostare un numero di incrementi di carico sufficientemente grande da poter restituire una lenta evoluzione dello stato fessurativo. Il numero degli incrementi di carico è pari a 20, e corrispondono agli step riassunti nella tabella riportata sopra.

L'analisi porta a dedurre facilmente che la sezione maggiormente critica corrisponde ai punti di interazione tra la corona circolare di base ed il tronco della torre centrale. Infatti, si evince chiaramente come il progressivo generarsi della fessurazione ha origine dal corpo centrale, che, data la maggiore altezza, presenta una maggiore oscillazione, la quale si ripercuote sulla struttura di base, con periodo decisamente inferiore. Così come un corpo di inferiore altezza interagisce in modo negativo con un corpo di maggiore elevazione in aderenza, allo stesso modo accade per la corona circolare ed il tronco della Torre di San Martino.

<b>Sisma direzione Y</b>				
<b>Modello <math>T_R = 475</math> anni</b>				
				
Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
				
Step 6	Step 7	Step 8	Step 9	Step 10
				
Step 11	Step 12	Step 13	Step 14	Step 15

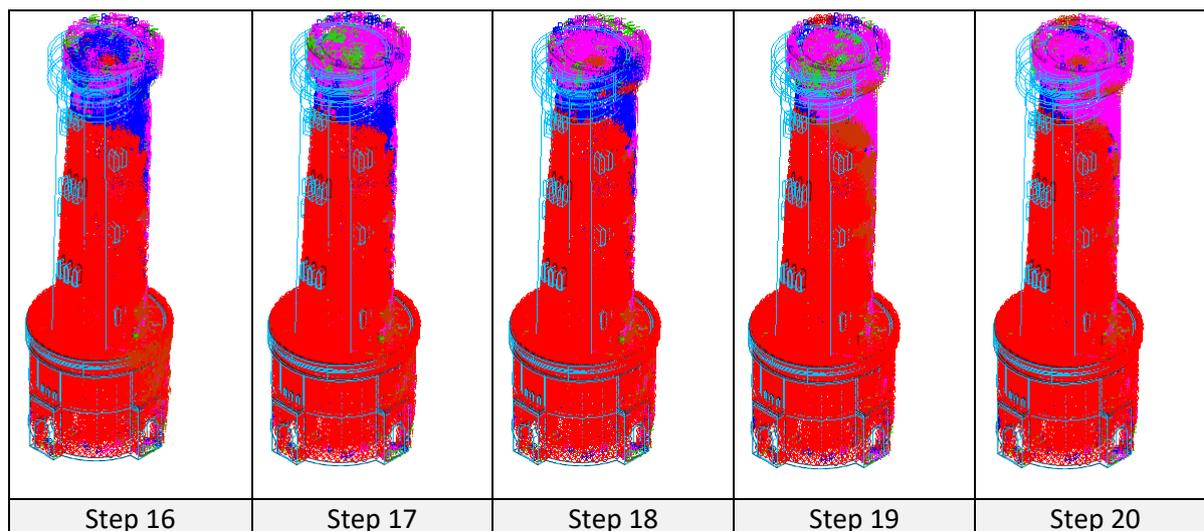


Tabella 153: Evoluzione delle fessurazioni (azione sismica in direzione y) della Torre di San Martino della Battaglia (BS) - Output grafico

Per quanto concerne la restituzione del quadro fessurativo in direzione y è possibile trarre le medesime considerazioni fatte per la direzione x. L'andamento apparentemente più rapido della fessurazione è semplicemente dovuto ad un estratto di schermata differente dal precedente.



## Appendice A

# Piante Torre di San Martino della Battaglia (BS)

A.0.1 Prospetto

A.0.2 Pianta quota 2.52 m

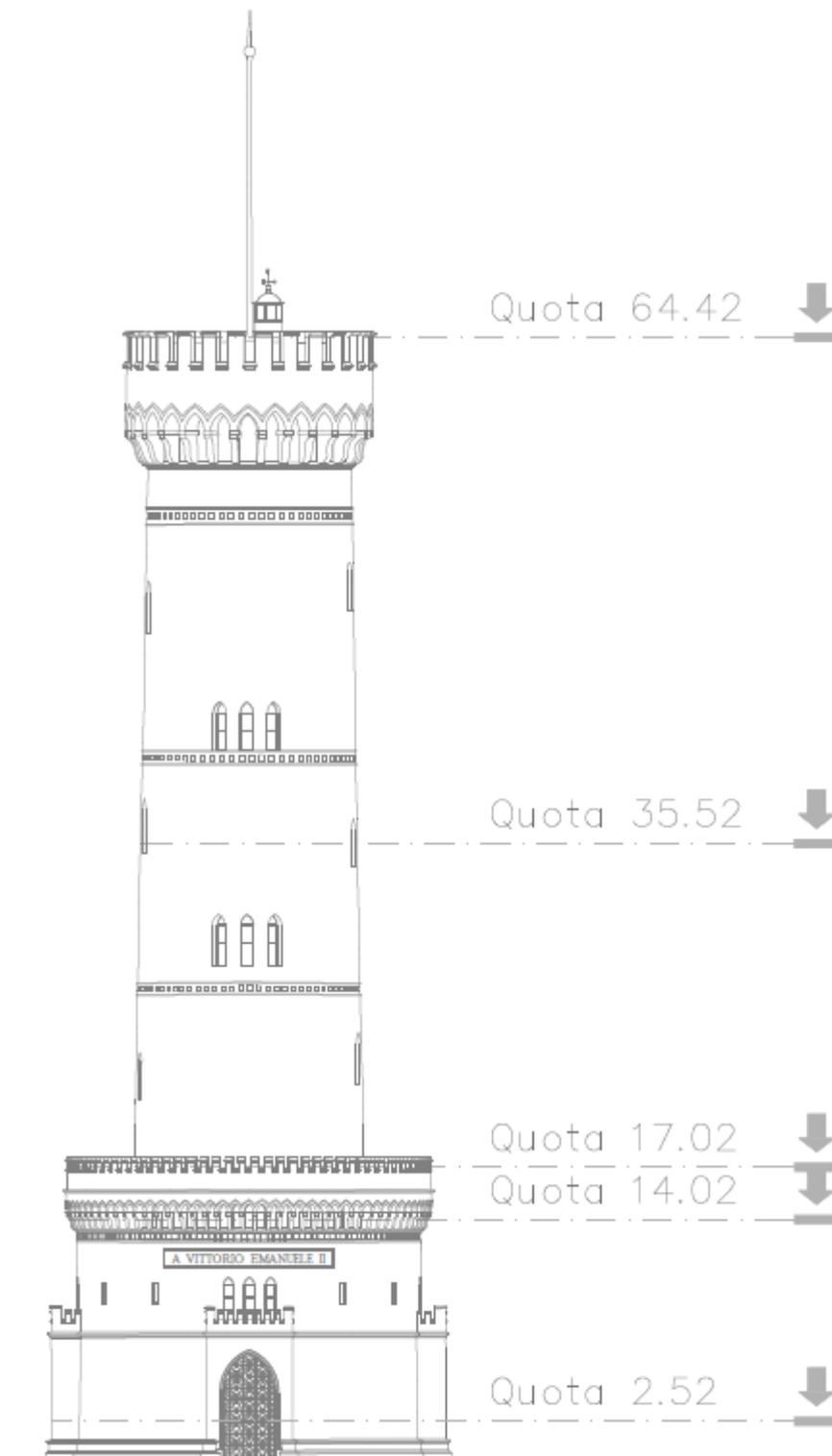
A.0.3 Pianta quota 14.02 m

A.0.4 Pianta quota 17.02 m

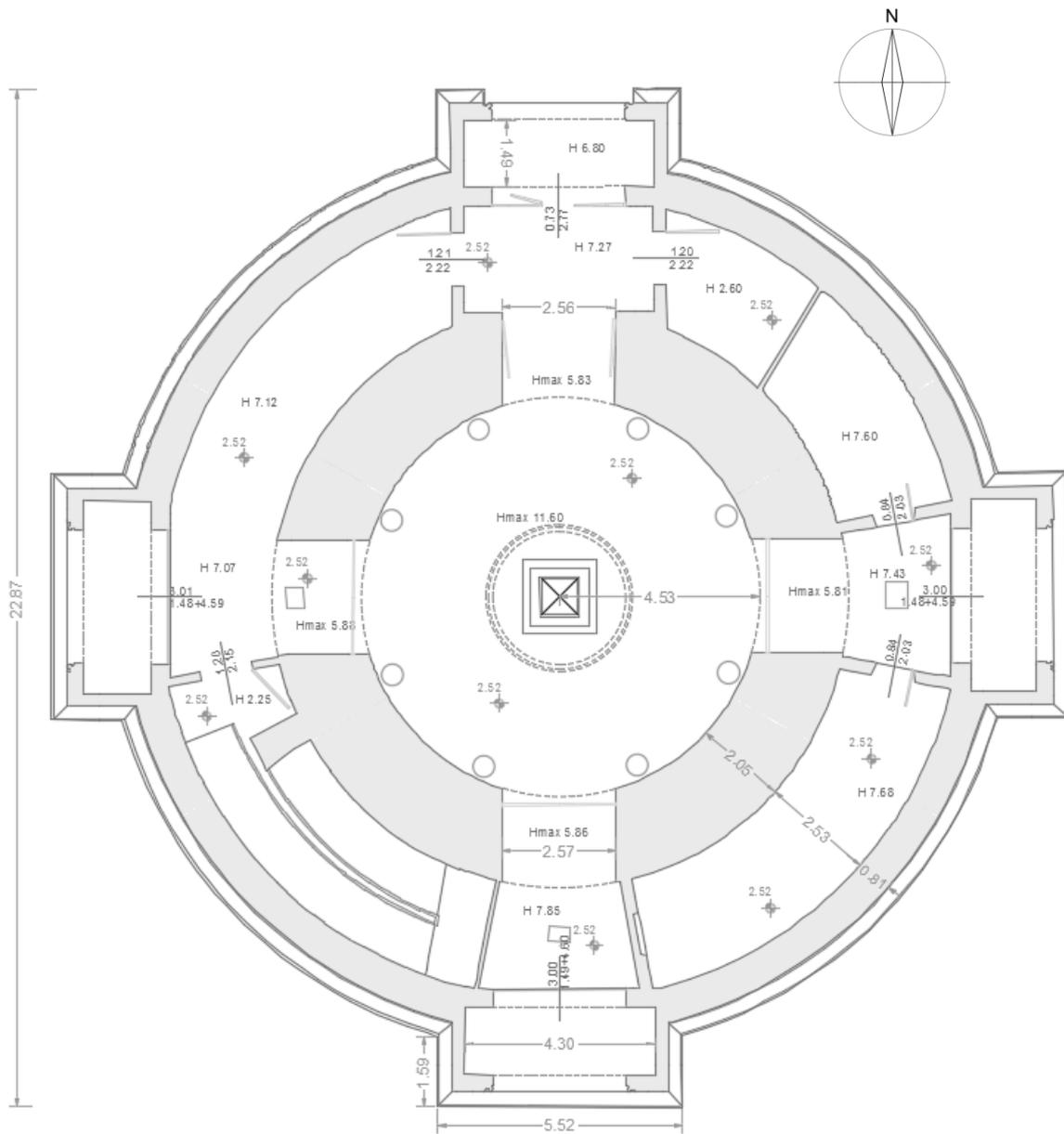
A.0.5 Pianta quota 35.52 m

A.0.6 Pianta quota 64.42 m

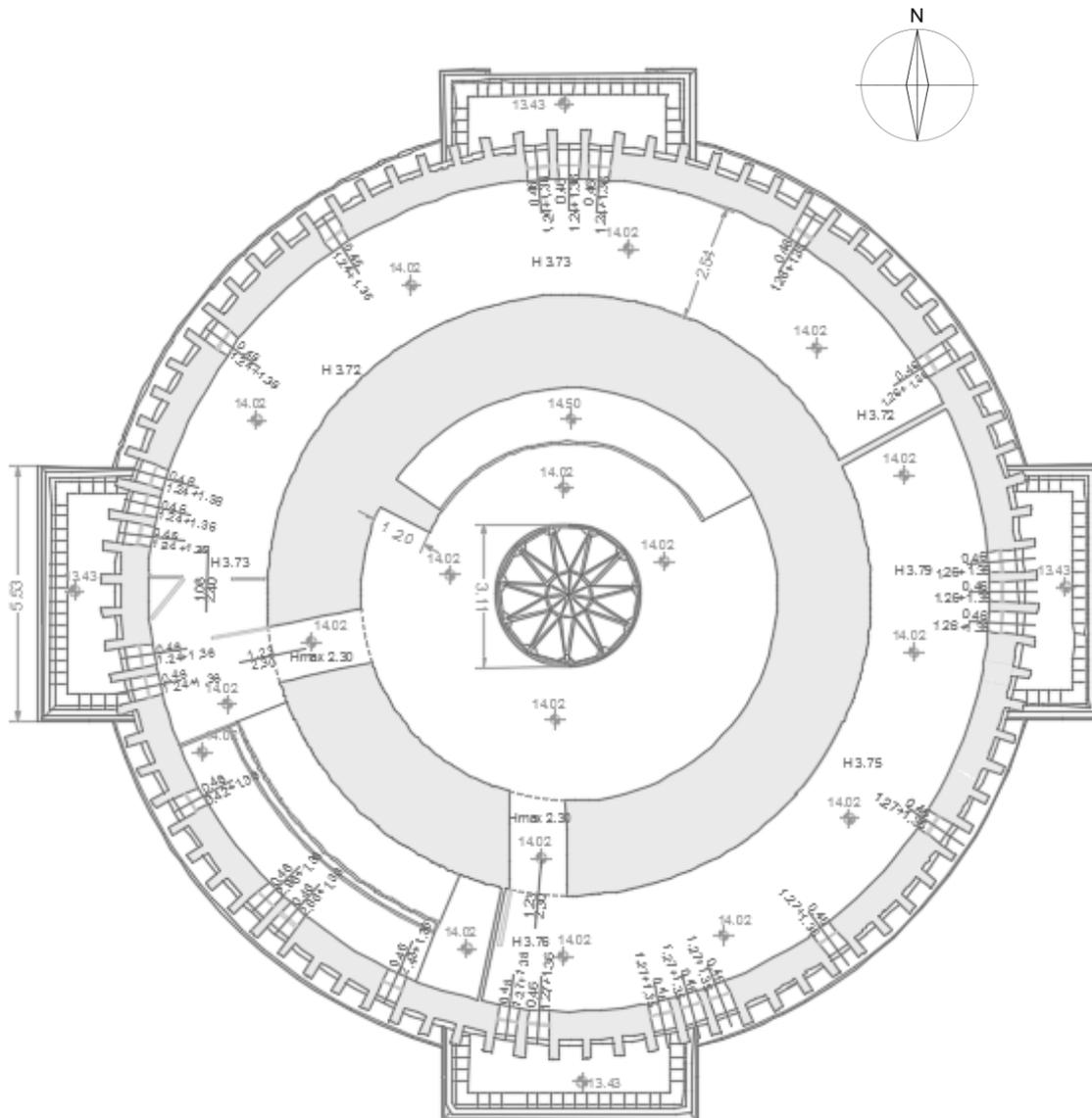
## A.0.1 Prospetto



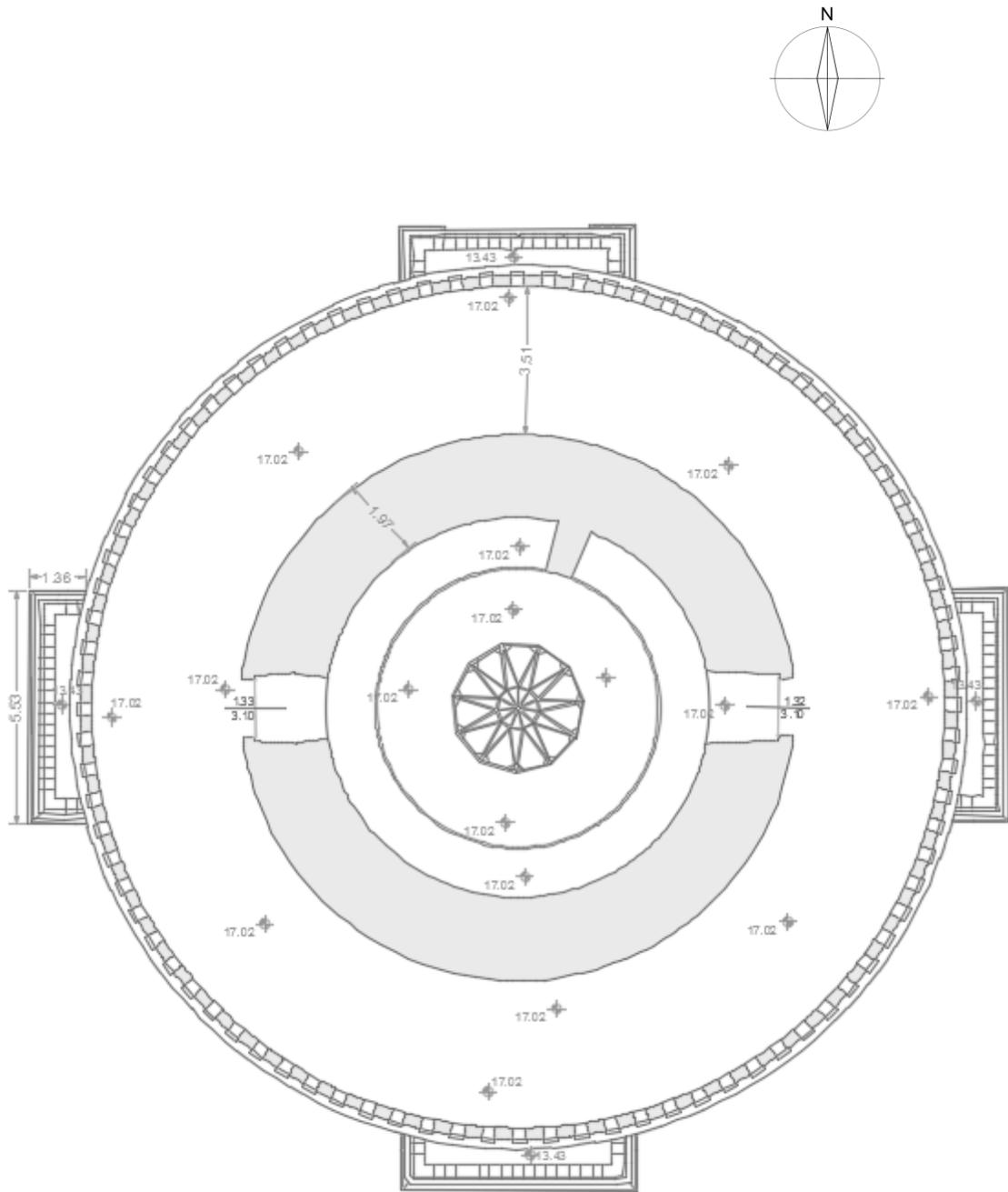
A.0.2 Pianta quota 2.52 m



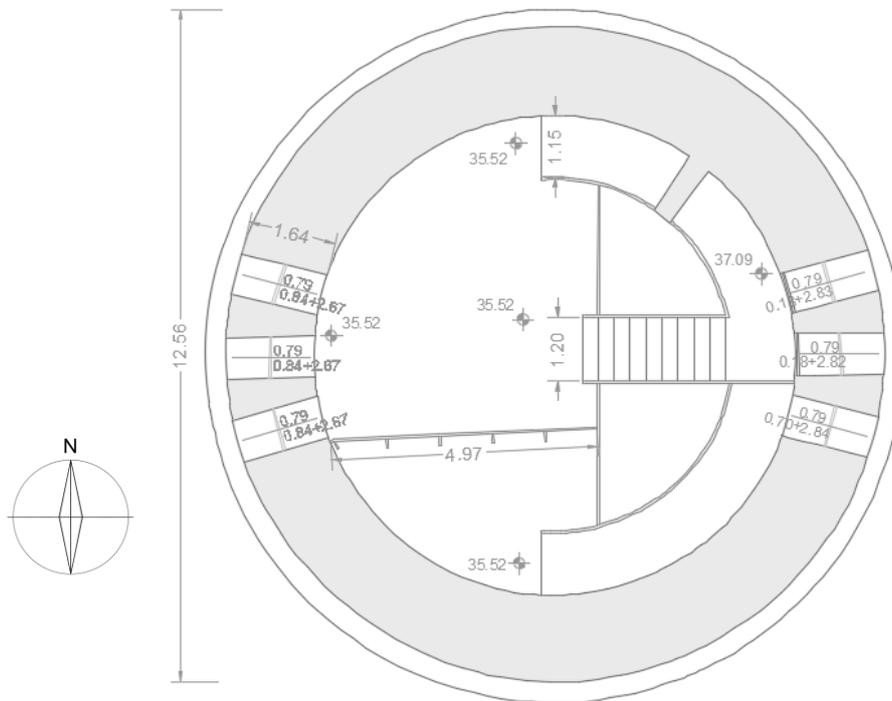
A.0.3 Pianta quota 14.02 m



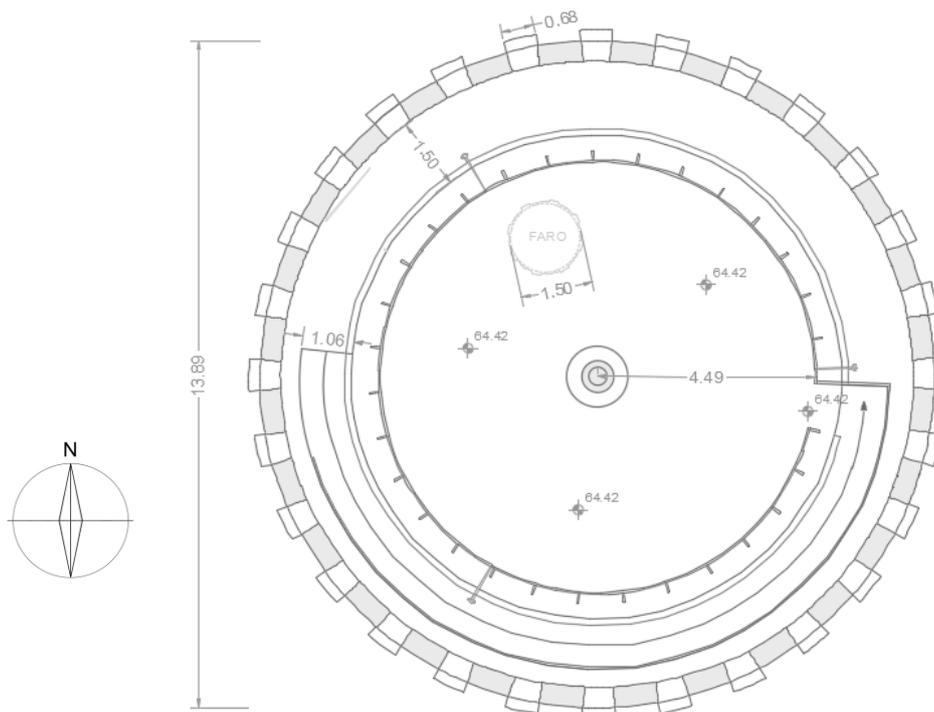
A.0.4 Pianta quota 17.02 m



## A.0.5 Pianta quota 35.52 m



## A.0.6 Pianta quota 64.42 m



## Appendice B

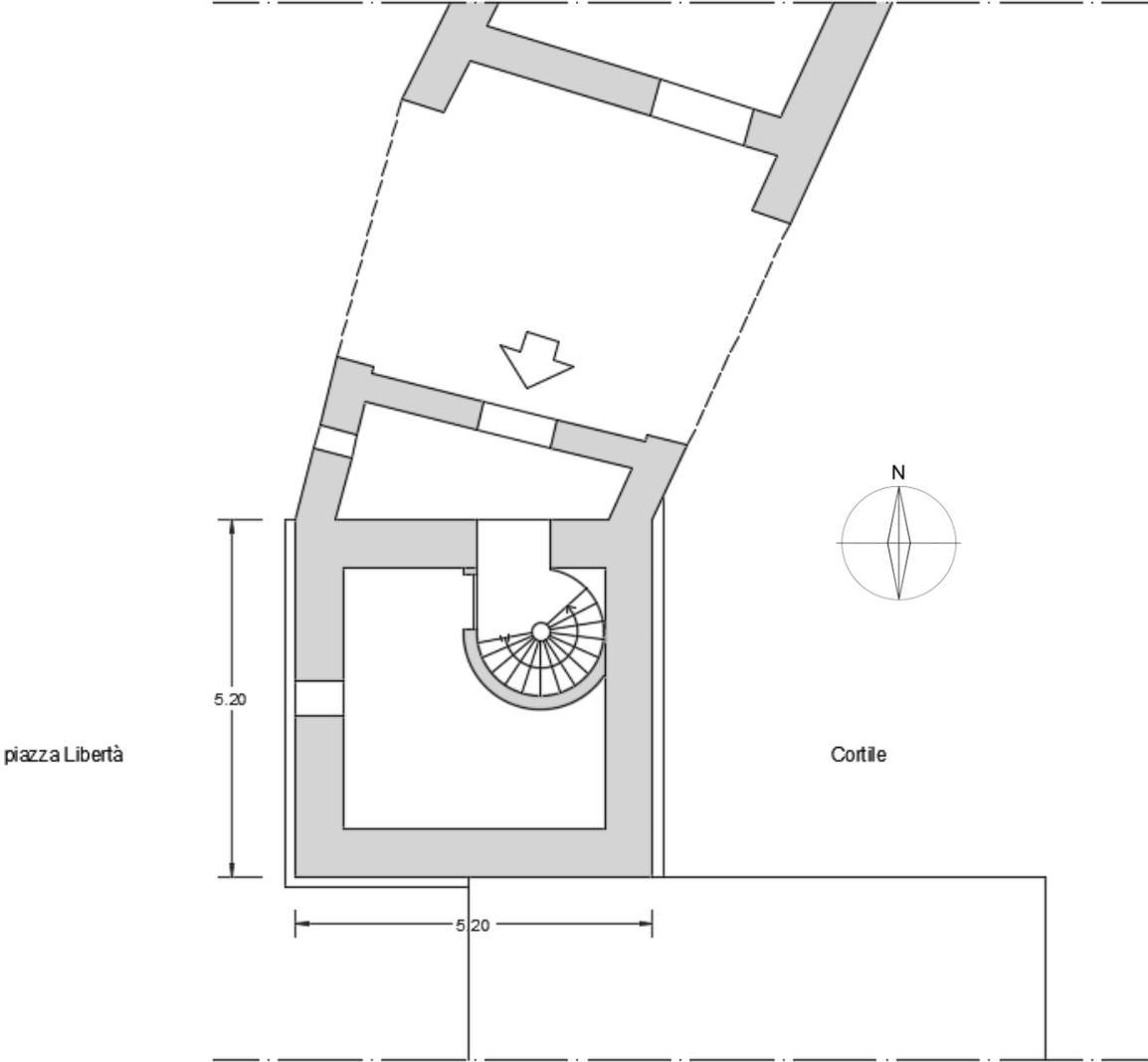
# Piante Torre Archinti (MB)

B.0.1 Pianta Piano Terra

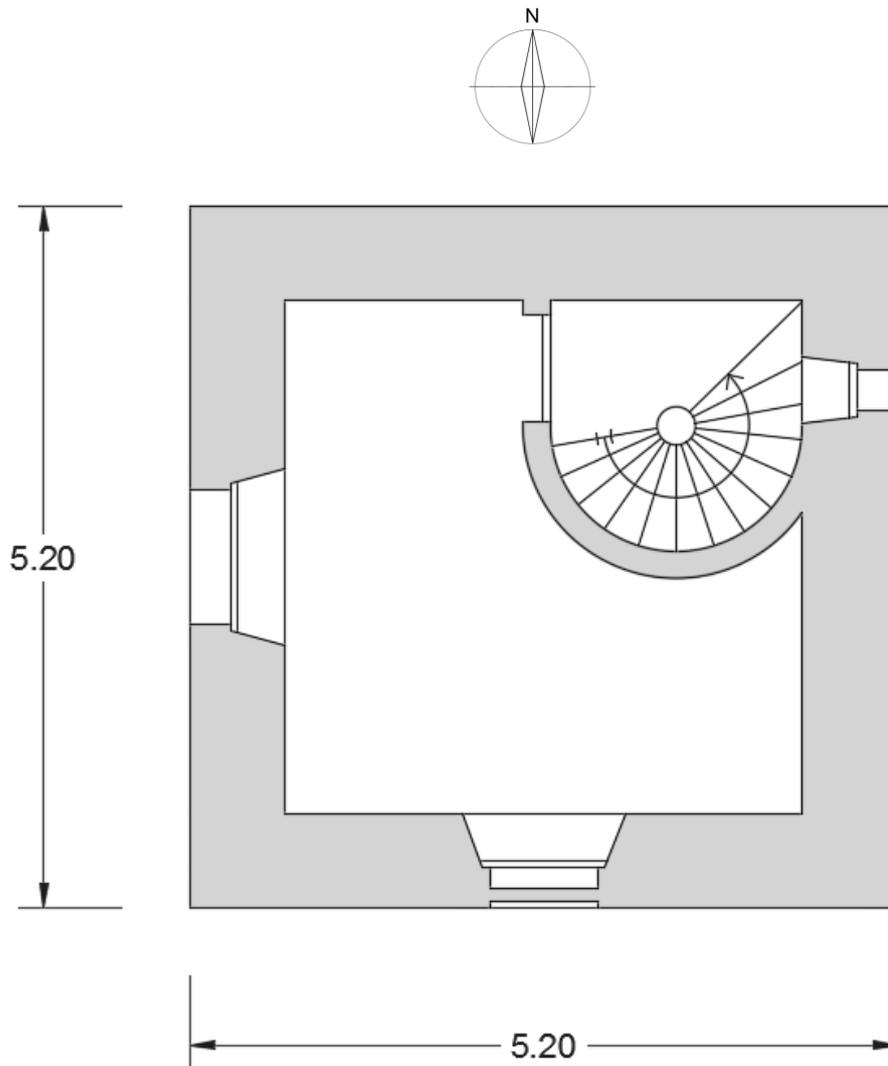
B.0.2 Pianta Piano Tipo

B.0.3 Pianta Copertura

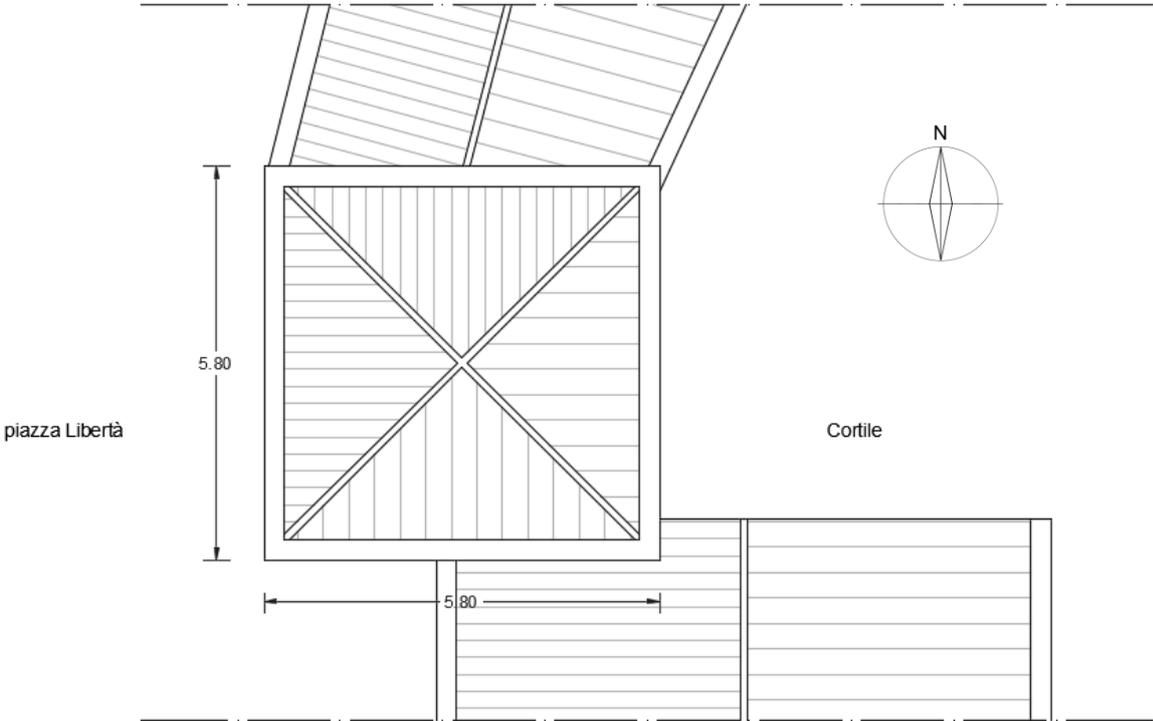
B.0.1 Pianta Piano Terra



## B.0.2 Pianta Piano Tipo



B.0.3 Pianta Copertura



# Conclusioni

La tesi è strutturata in quattro capitoli, ognuno dei quali affronta temi e problematiche differenti, ma interconnessi dallo studio di strutture a sviluppo prevalentemente verticale: le torri in muratura.

L'obiettivo del *capitolo 1* è la redazione di una ipotetica scheda di rilevamento danni nell'emergenza post-sismica, in quanto, ad oggi, non sono state elaborate schede di valutazione che siano riferite esclusivamente ad edifici a sviluppo verticale. Il primo passo è stato quello di catalogare 22 torri esistenti, danneggiate principalmente dagli ultimi tre gravi eventi sismici avvenuti sul suolo nazionale, al fine di ottenere una raccolta organica e ben strutturata relativa ai possibili meccanismi di collasso delle stesse. Ciò ha portato all'individuazione di 16 meccanismi di cedimento strutturale che sono stati dettagliatamente illustrati ed esplicitati in un abaco riepilogativo. La scheda prevede una sezione in cui vengano valutate le caratteristiche del materiale attraverso metodologie di osservazione esistenti, come l'Indice di Qualità Muraria (IQM) o il metodo della Linea Minima di Tracciato (LMT).

Il *capitolo 2* prevede l'analisi, statica lineare, di quattro torri esistenti non danneggiate da recenti eventi sismici, delle quali è stato possibile reperire documentazione inerente alle caratteristiche geometrico-materiche. Le torri analizzate, rappresentative ciascuna di una tipologia strutturale di torre presente sul territorio italiano, sono:

- Torre isolata con pianta rettangolare: Torre Civica di Lonato (BS);
- Torre isolata con pianta circolare: Torre di San Martino della Battaglia (BS);
- Torre snella in aderenza ad altro corpo di fabbrica: Torre di Palazzo Archinti di Mezzago (MB);
- Torre tozza in aderenza ad altro corpo di fabbrica: il Torrazzo di Cesano Maderno (MB).

La finalità primaria è quella di utilizzare su ciascuna delle torri il modello meccanico semplificato, denominato LV1, che presuppone l'applicazione di forze statiche equivalenti lungo l'altezza dell'edificio suddiviso in conci, aventi ciascuno caratteristiche geometriche

e meccaniche uniformi. Ciò ha portato al tracciamento di una curva per il confronto del momento sollecitante e resistente e all'individuazione di eventuali criticità e/o comportamenti singolari.

Il *capitolo 3* prevede le analisi di tipo lineare della Torre di Palazzo Archinti di Mezzago (MB) e della Torre di San Martino della Battaglia (BS). La prima viene scelta in quanto torre sufficientemente ricorrente sul territorio nazionale e, quindi, valido modello esemplificativo di tale categoria; la seconda per la sua peculiarità strutturale, la forma circolare e la rilevante altezza. Entrambe le torri vengono modellate, in modo realistico ma semplificato, ed inserite in un software di calcolo ad elementi finiti. La finalità è quella di identificare i primi cinque modi di vibrare e determinare i relativi periodi di oscillazione. Gli output forniti dall'analisi modale, eseguita attraverso il software ad elementi finiti, permettono un confronto grafico e numerico per evidenziare comportamenti analoghi e/o particolari.

Infine, il *capitolo 4* ha come obiettivo quello di determinare, attraverso un'analisi non lineare statica, in modo qualitativo e preliminare, le modalità di propagazione del quadro fessurativo delle due torri già analizzate in modo più approfondito, da un punto di vista di analisi lineare, nel capitolo 3.

Come si evince, il percorso di tesi, partendo dal generale e giungendo al particolare, ha come fine ultimo quello di determinare, nel modo più dettagliato e realistico, il comportamento degli edifici a torre in muratura. Si è partiti dal concetto di torre e dalle generiche modalità di collasso che sono state osservate e catalogate. Si è poi applicato a torri non danneggiate un metodo semplificato che ci consentisse di passare da una analisi di tipo qualitativo ad una analisi di tipo quantitativo e arrivare, infine, ad un modello realistico di analisi che possa esprimere in modo reale i meccanismi di collasso e le modalità di oscillazione ipotizzate inizialmente.

Oltre a quanto evidenziato nel capitolo 4, altri possibili sviluppi futuri di questa ricerca riguardano:

- L'ampliamento e la validazione della scheda di rilevamento danno nell'emergenza post-sismica, considerando un campione di torri e relativi meccanismi più ricco e dettagliato;

- La verifica delle torri analizzate tramite dati materici ottenuti con prove da effettuare sul sito per ottenere un risultato più rispondente al comportamento reale della struttura.

L'argomento trattato ci ha permesso di affrontare molte tipologie di analisi sulle stesse strutture e osservare ciò che varia cambiando condizioni al contorno e impostazioni di base. Inoltre, abbiamo potuto comprendere le incertezze legate all'analisi di strutture in muratura e del loro comportamento difficilmente determinabile.



# Bibliografia & Sitografia

1. Gianni Bartoli, Michele Betti, Luciano Galano, Leonardo Posi, Giacomo Zini. Analisi del rischio sismico di una torre medioevale in muratura. *Bollettino Ingegneri*. 2016, 5.
2. Tuzza, Carlo. *Analisi non lineare di strutture in muratura e miste*. Este (PD) : csp fea, 2012.
3. Giandomenico Cifani, Alberto Lemme, Stefano Podestà. *Beni Monumentali e Terremoto dall'emergenza alla ricostruzione*. L'Aquila : DEI Tipografia del Genio Civile, 2002.
4. Beconcini, Maria Luisa. *Costruzioni in zona sismica*. Pisa : Pisa university Press, 2013.
5. C.N.R. Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni. Roma : s.n., 19 Febbraio 2009.
6. Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008.
7. Maria, Chiara Donà e Alessandro De Maria. *Manuale delle Murature Storiche Volume I Analisi e valutazione del comportamento strutturale*. Roma : DEI Tipografia del Genio Civile, 2011.
8. Civile, Il Ministro delle infrastrutture di concerto con il Ministero dell'interno e con il capo del dipartimento della Protezione. NTC. 2008.
9. *Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Ministero per i Beni e le attività culturali. Scheda per il rilievo dei Beni Culturali - Danno alle Chiese. 2001.*
10. snc, Lithos. *Relazione finale d'intervento*. Venezia : s.n.
11. Lentini, Rosanna. *Relazione Geologica preliminare ai sensi del D.M. 14/01/2008*. Desenzano del Garda BS : Studio di Geologia Tecnica ed Ambientale, Giugno 2010.
12. Scalvini, Dott. Geologo Damiano. *Relazione Geologico-geotecnica*. Lonato del Garda : s.n., 24 Novembre 2011.
13. S. Russo, E. Sperotto. *Riflessioni sul calcolo dell'indice sismico Is per torri e campanili storici*. Venezia : Università IUAV di Venezia.
14. *Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Ministero per i Beni e le attività culturali. Scheda per il rilievo dei Beni Culturali - Danno alle Chiese. 2001.*
15. Emanuela Curti, Stefano Podestà & Lorenzo SCandolo. Simplified Mechanical Model for the Seismic Vulnerability Evaluation of Belfries. *International Journal of Architectural Heritage Conservation, Analysis and Restoration*. 2011, 6.
16. Angelo di Tommaso, Susanna Casacci. *Sopravvivenza di Torri e Campanili in ambiente sismico*.
17. Lionello, Alberto. *Tecniche costruttive, dissesti e consolidamenti dei Campanili di Venezia*. Venezia : Corbo e Fiore Editori, Aprile 2011.

18. Soppelsa, Ferdinando. *Perizia statica Risanamento della torre Archinti*. Milano : s.n., 1993.
19. Manuale per la compilazione della scheda di primo livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post sismica AeDES. 2000.
20. Davide Cereda, Enrico Galeazzi, Michele Grassi, Angelo Redaelli, Silvia Vincenti, Anna Livrizzi. *Piano di governo del territorio. Documento di piano. Assetto geologico, idrogeologico e sismico: valutazione della componente geologica, idrogeologica e sismica*. s.l. : Studio Idrogeotecnico associato Adriano Ghezzi fondatore, 2013.
21. Davide Cereda, Enrico Galeazzi, Michele Grassi, Angelo Redaelli, Silvia Vincenti, Anna Livrizzi. *Piano di governo del territorio. Documento di piano. Componente geologica, idrogeologica e sismica: inquadramento geologico e geomorfologico. Elaborato DP\_d1.2*. Cesano Maderno : Studio idrogeotecnico associato Adriano Ghezzi fondatore, 2013.
22. *Piano di governo del territorio. Documento di piano. Componente geologica, idrogeologica e sismica: relazione tecnica*. Cesano Maderno : Studio idrogeotecnico associato Adriano Ghezzi fondatore, 2013.
23. Corno, Claudio. *Componente Geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio. Rapporto tecnico*. Mezzago : Geoinvest geologia-geofisica, 2011.
24. *El comportamiento a largo plazo de torres y estructuras de fábrica. El Campanario de la Catedral de Monza*. Luigia Binda, Antonella Salisi, Claudia Tiraboschi.
25. <http://epochtimes.it/news/riprende-la-verifica-del-partimonio-artistico-con-la-speranza-di-poter-salvare-il-piu-possibile---119873>. [Online]
26. <http://www.sisma2012.altervista.org/cavezzo%20san%20Egidio/1%20RP%20Relazione%20descrittiva%20del%20progetto%20di%20recupero.pdf>. [Online]
27. <http://www.borghiabbandonati.com/basilica-di-san-bernardino-una-storia-a-lieto-fine/>. [Online]
28. [http://www.ansa.it/abruzzo/notizie/2015/04/30/terremoto-laquila-riapre-san-bernardino-basilica-simbolo-della-cittanon-pubblicare\\_b0e4bef9-09cb-4994-a36f-6d2a02b07d67.html](http://www.ansa.it/abruzzo/notizie/2015/04/30/terremoto-laquila-riapre-san-bernardino-basilica-simbolo-della-cittanon-pubblicare_b0e4bef9-09cb-4994-a36f-6d2a02b07d67.html). [Online]
29. [http://www.ct.ingv.it/it/avvisi-e-bandi/doc\\_view/4460-2013-manuale-chiese.html](http://www.ct.ingv.it/it/avvisi-e-bandi/doc_view/4460-2013-manuale-chiese.html). [Online]
30. [https://it.wikipedia.org/wiki/Torre\\_civica\\_\(L'Aquila\)](https://it.wikipedia.org/wiki/Torre_civica_(L'Aquila)). [Online]
31. [http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/documenti/1243249221816\\_19-\\_Palazzo\\_e\\_torre\\_di\\_di\\_Madama\\_Margherita-Model.pdf](http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/documenti/1243249221816_19-_Palazzo_e_torre_di_di_Madama_Margherita-Model.pdf). [Online]
32. <http://www.comune.bagnolo.re.it/Sezione.jsp?idSezione=18&idSezioneRif=3>. [Online]
33. <http://www.federazioneingegneri.toscana.it/Convegni/ConvRinforziFRCM/D'Ambrisi%20Parte%202.pdf>. [Online]
34. <http://www.meteoweb.eu/2008/12/2055-terremoto-nel-1996-episodio-simile-nel-reggiano/4765/>. [Online]
35. <http://turismo.comunesanfelice.net/monumenti/torre-dellorologio.html>. [Online]

36. <http://www.usrc.it/i-progetti-ed-i-cantieri-della-ricostruzione-pubblica/area-omogenea-4/ricostruzione-torre-medicea-s-stefano-di-sessanio-aq>. [Online]
37. <http://tuttoggi.info/terremoto-visso-citta-fantasma-un-paese-distrutto-dal-sisma/365169/> [Online]
38. <http://www.sibilliniweb.it/citta/visso-borgo-sant-antonio-chiesa-di-sant-antonio-abate-xivsec/> [Online]
39. <http://www.estense.com/?p=338423> . [Online]
40. <http://lanuovaferrara.gelocal.it/ferrara/cronaca/2015/09/24/news/castello-lambertini-si-ai-soldi-dei-lavori-1.12152421> . [Online]
41. <http://www.comune.poggiorenatico.fe.it/c038018/zf/index.php/servizi-aggiuntivi/index/index/idtesto/20056> . [Online]
42. <http://www.nannimagazine.it/articolo/8453/sisma-in-emilia-sindaco-di-finale-cosi-se-ne-vanno-mille-anni-di-storia> . [Online]
43. <http://www.equilibriarte.net/article/1455/TERREMOTO-in-Emilia-Romagna---I-danni-al-patrimonio-culturale//lang/es> . [Online]
44. <http://bio.tuttogreen.it/castello-di-galeazza-galeazza-di-crevalcore-bo/> . [Online]
45. <http://turismoinpianura.cittametropolitana.bo.it/Engine/RAServePG.php/P/29381>. [Online]
46. <http://www.cittadarte.emilia-romagna.it/luoghi/modena/castello-delle-rocche> . [Online]
47. <http://www.visitmodena.it/it/informazioni-turistiche/scopri-il-territ...delle-rocche-di-finale-emilia-fortemente-danneggiato-causa-terremoto> . [Online]
48. <http://www.sibilliniweb.it/citta/castelsantangelo-sul-nera-chiesa-di-santo-stefano-xiiiisec/> [Online]
49. <http://turismo.comune.castelsantangelosulnera.mc.it/arte-e-cultura/monumenti/> . [Online]
50. <http://www.sibilliniweb.it/citta/norcia-chiesa-di-san-giovanni-xiiiisec/> . [Online]
51. <http://www.sibilliniweb.it/citta/castelluccio-di-norcia-chiesa-di-santa-maria-assunta-xvisec/> [Online]
52. <http://www.sibilliniweb.it/citta/norcia-san-pellegrino-chiesa-di-san-pellegrino-xvsec/> [Online]
53. <http://www.norcia.net/basilica-san-benedetto-norcia.html> . [Online]
54. <http://turismo.comunesanfelice.net/monumenti/la-rocca.html> . [Online]