# UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

**FACOLTÀ DI INGEGNERIA**

**Corso di laurea magistrale in Ingegneria Edile-Architettura**

# *METODI AL DISCRETO E AL CONTINUO PER L'ANALISI SISMICA DI STRUTTURE STORICHE IN MURATURA. IL CASO STUDIO DELLA TORRE DEL CASSERO E DELL'EX PALAZZO COMUNALE DI CASTELRAIMONDO (MC)*

# *DISTINCT AND CONTINUOUS METHODS FOR SEISMIC ASSESSMENTS OF HISTORICAL MASONRY BUILDINGS: THE CASE STUDY OF THE CASSERO TOWER AND THE FORMER CITY HALL OF CASTELRAIMONDO (MC)*


***Relatore***

***Prof. Francesco Clementi***

***Laureanda***

***Laura Maria Porcarelli***


*Anno Accademico 2020/2021*

# INDICE

**Introduzione** ..... **6**

**1. Vulnerabilità sismica di edifici esistenti** ..... **8**

1.1. Concetti generali ..... 8

1.2. Comportamento degli edifici in muratura ..... 9

1.3. Qualità della muratura ..... 11

1.4. Criteri di modellazione ..... 14

**2. Analisi di strutture esistenti in muratura secondo la normativa** ..... **18**

2.1. Percorso di conoscenza secondo NTC 2018 ..... 19

2.1.1. Analisi storico critica ..... 20

2.1.2. Rilievo ..... 20

2.1.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali ..... 22

2.1.4. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza ..... 25

**3. Il caso studio: la torre del Cassero e il complesso del palazzo comunale di Castelraimondo** ..... **28**

3.1. Contesto territoriale e sismico ..... 28

3.2. Analisi storico critica ..... 30

3.2.1. Cenni storici sul Castrum Raimundi ..... 30

3.2.2. La torre maestra: il Cassero ..... 33

3.2.3. Il palazzo comunale ..... 38

3.2.4. Danni e interventi post sisma del ’97: il palazzo comunale ..... 41

3.2.5. Restauri della torre (1999) ..... 45

3.3. Rilievo geometrico e del quadro fessurativo ..... 49

3.4. Rilievo materico e dei degradi ..... 60

3.5. Indagini ..... 62

3.6. Ipotesi di ricostruzione dei merli del cassero ..... 68

3.6.1. Danni su fortificazioni e torri ..... 75

**4. Metodi di analisi sismica** ..... **81**

4.1. Analisi statica lineare ..... 82

4.2. Analisi dinamica lineare (analisi modale) ..... 83

4.3. Analisi statica non lineare ..... 85
4.4. Analisi dinamica non lineare ..... 88
4.5. Analisi cinematica per meccanismi locali ..... 89
**5. Metodi di modellazione per edifici esistenti in muratura ..... 93**
5.1. Metodo agli elementi finiti (FEM) ..... 93
5.2. Modello agli elementi discreti (DEM) ..... 94
5.2.1. Modellazione e implementazione numerica ..... 96
**6. Modellazione al discreto e metodo NSCD ..... 98**
6.1. Leggi di contatto ..... 99
6.2. Il codice di calcolo LMGC90 ..... 101
6.3. Modellazione della geometria: modello DEM ..... 101
6.3.1. Semplificazioni del metodo NSCD ..... 101
6.3.1. Modello del caso studio ..... 102
6.3.2. Analisi dei carichi ..... 105
6.3.3. Analisi dinamica non lineare ..... 108
**7. Modellazione della geometria e analisi al continuo ..... 110**
7.1. Modello del caso studio ..... 110
7.1.1. Non linearità dei materiali: Concrete Damaged Plasticity ..... 111
7.1.1. Creazione della mesh ..... 113
7.1.2. Assegnazione dei carichi e dei vincoli ..... 114
7.1.3. Combinazione sismica ..... 115
7.2. Analisi Modale ..... 115
7.1. Analisi dinamica non lineare ..... 117
**7. Bibliografia ..... 119**

# ELENCO DELLE FIGURE

**FIGURA 1** ILLUSTRAZIONE DI MECCANISMI DI PRIMO E SECONDO MODO (*TOULIATOS, 1996)* ..... 10
**FIGURA 2** COMPORTAMENTO GLOBALE IN CASO DI SOLAIO DEFORMABILE E SENZA CORDOLO (A), SOLAIO DEFORMABILE CON CORDOLO (B), SOLAIO RIGIDO CON CORDOLO (C) (MACCHI G. MARGENES G., 2002) ..... 11
**FIGURA 3** GRAFICO SFORZO DEFORMAZIONE DEL MATERIALE "MURATURA" ..... 12
**FIGURA 4** INFLUENZA DELLA DIMENSIONE E DELLA DISPOSIZIONE DEGLI ELEMENTI SULLA DIFFUSIONE DI UN CARICO ALL'INTERNO DEL PANNELLO MURARIO ..... 13
**FIGURA 5** CORRETTO POSIZIONAMENTO DI ORTOSTATI E DIATONI ..... 13
**FIGURA 6** DIVERSO COMPORTAMENTO A TRAZIONE E COMPRESSIONE PER MALTA, LATERIZIO E MURATURA ..... 15
**FIGURA 7** MICROMODELLAZIONE DETTAGLIATA DI UN PANNELLO MURARIO ..... 16
**FIGURA 8** MICROMODELLAZIONE SEMPLIFICATA DI UN PANNELLO MURARIO ..... 17
**FIGURA 9** MACROMODELLAZIONE DI UN PANNELLO MURARIO ..... 17
**FIGURA 10** TABELLA C8.5.I ..... 24
**FIGURA 11** TABELLA C8.5.II ..... 25
**FIGURA 12** MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA NAZIONALE ..... 28
**FIGURA 13** PRINCIPALI TERREMOTI CHE HANNO PRODOTTO DANNI NELLE MARCHE (CPT11) ..... 29
**FIGURA 14** IMMAGINE DEL CASO STUDIO PRIMA DEL TERREMOTO DEL 2016 ..... 30
**FIGURA** 15 PLANIMETRIA DI CASTELRAIMONDO, 1850 (GAGGIOTTI,1986) ..... 32
**FIGURA 16** TORRI VISIBILI OGGI: IL CAMPANILE DELLA CHIESA DI SAN BIAGIO (A), SPERONE NELLA PIAZZA ANTISTANTE LA CHIESA (B) ..... 32
**FIGURA 17** IL CASSERO IN DUE FOTO DEGLLI ANNI '20 ..... 33
**FIGURA 18** ASSETTO DIFENSIVO DEI DA VARANO (RIELABORAZIONE DELLA MAPPA PRESENTE NELL'ARCHIVIO ESTENSE DI FERRARA), MASSIMO COSTANTINI ..... 34
**FIGURA 19** ACCESSO ORIGINARIO ALLA TORRE ..... 36
**FIGURA 20** INTERNO DELLA GALLERIA E USCITA DALLA GALLERIA VERSO LA PRIMA TERRAZZA ..... 36
**FIGURA 21** RICOSTRUZIONE DI DUE STEMMI POSTI SULLA TORRE, SMACK, STELIO CIATTAGLIA ..... 37
**FIGURA 22** RILIEVO DEL 1867 CON INDICAZIONE DELLE MURA CASTELLANE E PROGETTO DEL 1873 ..... 39
**FIGURA 23** SITUAZIONE DEL PALAZZO COMUNALE NEL 1940 E SITUAZIONE ATTUALE ..... 40
**FIGURA 24** LEGENDA DISSESTI POST SISMA '97 ..... 42
**FIGURA 25** TAVOLA R3: DISSESTI PRESENTI AL PIANO PRIMO A SEGUITO DEL SISMA DEL '97 (CICCOLONI, GIORGI, GRISOSTOMI, UFFICIO TECNICO) ..... 43
**FIGURA 26** TAVOLA COMPLESSIVA DELL'INTERVENTO DI CONTROVENTATURA, 1999 (GIORGI, GOVERNATORI, UFFICIO TECNICO) ..... 45
**FIGURA 27** BASAMENTO DELLA TORRE, ANGOLO NORD EST ..... 47
**FIGURA 28** BASAMENTO DELLA TORRE, PROSPETTO OVEST ..... 48
**FIGURA 29** CORPO CENTRALE DELLA TORRE, PROSPETTO SUD ..... 48
**FIGURA 30** CORPO CENTRALE DELLA TORRE, PROSPETTO OVEST ..... 49
**FIGURA 31** NUVOLA DI PUNTI DAL RILIEVO LASER ..... 50
**FIGURA 32** RILIEVO CON DRONE: NUVOLA SPARSA E NUVOLA DENSA ..... 51
**FIGURA 33** RILIEVO CON DRONE: MESH FINALE CON TEXTURE ..... 51
**FIGURA 34** PLANIMETRIE DELLO STATO DI FATTO ..... 54

**FIGURA 35** PROSPETTO SUD ..... 55
**FIGURA 36** SEZIONE D-D' ..... 55
**FIGURA 37** PROSPETTO SUD-EST ..... 56
**FIGURA 38** SEZIONE L-L' , PROSPETTO NORD ..... 56
**FIGURA 39** SEZIONE C-C' , PROSPETTO OVEST ..... 57
**FIGURA 40** SEZIONE B-B' ..... 58
**FIGURA 41** SEZIONE A-A' ..... 58
**FIGURA 42** LESIONE PRESENTE SULLA PARTE ALTA DELLA TORRE ..... 59
**FIGURA 43** MURATURA IN CONCI DI ARENARIA (A), MURATURA IN MATTONI E MALTA (B), MURATURA MISTA CON CONCI DI PIETRA E MATTONI (C) ..... 60
**FIGURA 44** CONTROVENTO IN ACCIAIO IN ADIACENZA ALLA TORRE, TETTO CON STRUTTURA IN LEGNO ..... 61
**FIGURA 45** PARAMENTO DELLA BASE A SCARPA (IN BASSO) CONFRONTATO CON QUELLO DELLA PARTE CENTRALE ..... 62
**FIGURA 46** SCHEMA DELLA PROVA CON MARTINETTI PIATTI DOPPI ..... 63
**FIGURA 47** DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DI UNA PROVA CON MARTINETTI DOPPI ..... 63
**FIGURA 48** SOLAIO TIPO S1 (EX CASA CALISTI) ..... 66
**FIGURA 49** SOLAIO TIPO S2 (PIANO MEZZANINO, INGRESSO TEATRO) ..... 66
**FIGURA 50** SOLAIO TIPO S3 (PIANO PRIMO, SOPRA LOGGIATO) ..... 66
**FIGURA 51** SOLAIO TIPO S4 (PIANO PRIMO, SOPRA TEATRO) ..... 67
**FIGURA 52** SOLAIO TIPO S5 (PIANO SECONDO, SOPRA TEATRO) ..... 67
**FIGURA 53** SOLAIO TIPO S6 (PIANO SECONDO, SOPRA LOGGIATO) ..... 67
**FIGURA 54** BECCATELLI E UTILIZZO DI CADITOIE E MERLATURE ..... 68
**FIGURA 55** ROCCA D'AJELLO, FACENTE PARTE DEL SISTEMA DIFENSIVO DELL'INTAGLIATA ..... 69
**FIGURA 56** ROCCA VARANO ..... 69
**FIGURA 57** CASTELLO DI LANCIANO, FACENTE PARTE DEL SISTEMA DELL'INTAGLIATA ..... 70
**FIGURA 58** CASTELLO DI MONTALTO DI CESSAPALOMBO, FACENTE PARTE DEL SISTEMA DELL'INTAGLIATA ..... 71
**FIGURA 59** TRACCIA DELL'APPARATO A SPORGERE SU LATO NORD EST DEL CASSERO ..... 72
**FIGURA 60** FOTO DEI RESTI DI MERLATURA DALL'ALTO, LATO NORD EST ..... 73
**FIGURA 61** SCHEMA DIMENSIONALE DELLA MERLATURA IPOTIZZATA ..... 73
**FIGURA 62** IPOTESI DI RICOSTRUZIONE DELLA TORRE, PROSPETTO OVEST ..... 74
**FIGURA 63** TENSIONI NORMALI A SEGUITO DI CARICHI STATICI E DINAMICI SU TORRE ISOLATA (A), TORRE CON CINTA MURARIA DI MEDIA ALTEZZA (B) E TORRE CON CINTA MURARIA ALTA (C) [5] ..... 77
**FIGURA 64** TENSIONI TANGENZIALI A SEGUITO DI CARICHI STATICI E DINAMICI SU TORRE ISOLATA (A), TORRE CON CINTA MURARIA DI MEDIA ALTEZZA (B) E TORRE CON CINTA MURARIA ALTA (C) [5] ..... 77
**FIGURA 65** ABACO DEI MECCANISMI DI DANNO PER FORTIFICAZIONI [1] ..... 78
**FIGURA 66** DISTRIBUZIONI DI FORZE PER ANALISI PUSHOVER ..... 87
**FIGURA 67** SISTEMA SDOF EQUIVALENTE E CURVA DI CAPACITÀ ..... 87
**FIGURA 68** ESEMPI DI MECCANISMI LOCALI: RIBALTAMENTO SEMPLICE E COMPOSTO ..... 90
**FIGURA 69** SUDDIVISIONE DI UN DOMINIO IN SOTTODOMINI NELLA MODELLAZIONE FEM ..... 94
**FIGURA 70** TIPI DI CONTATTO TRA BLOCCHI: VERTIX-FACE, EDGE-FACE, FACE-FACE, BORDO-BORDO ..... 97
**FIGURA 71** APPROCCIO NSCD ..... 99
**FIGURA 72** SCHEMA APPROCCIO NSCD ..... 99
**FIGURA 73** LEGGE DI SIGNORINI ..... 100
**FIGURA 74** LEGGE DI COULOMB ..... 100

**FIGURA 75** PROCEDIMENTO PER LA DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA: ESPORTAZIONE ORTOIMMAGINE (A), GEOMETRIA RIPORTATA AL CAD (B), IMPORTAZIONE DEL FILE CAD NEL PROGRAMMA DI MODELLAZIONE (C) ..... 102
**FIGURA 76** MODELLO 3D DAL PROGRAMMA MIDAS ..... 103
**FIGURA 77** INTERNO DEL MODELLO DEL CASSERO ..... 104
**FIGURA 78** VELOCIGRAMMI E-O, N-S, Z DEI PICCHI DELLA SEQUENZA SISMICA ..... 109
**FIGURA 79** MODELLO AL CONTINUO DEL CASO STUDIO (A) E CONTROLLO DEL MODELLO (B) ..... 110
**FIGURA 80** CURVE ANELASTICHE UNIASSIALI A TRAZIONE (A) E COMPRESSIONE (B) ..... 111
**FIGURA 81** COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE PER LA TORRE (CDP) ..... 112
**FIGURA 82** COMPORTAMENTO A TRAZIONE PER LA TORRE (CDP) ..... 112
**FIGURA 83** COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE PER L'EDIFICIO (CDP) ..... 113
**FIGURA 84** COMPORTAMENTO A TRAZIONE PER L'EDIFICIO (CDP) ..... 113
**FIGURA 85** MESH CON VINCOLI E CARICHI ..... 114
**FIGURA 86** COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE NTC ..... 115
**FIGURA 87** DEFORMATE RELATIVE AL PRIMO E SECONDO MODO DI VIBRARE ..... 116
**FIGURA 88** DEFORMATE RELATIVE AL SETTIMO E ALL'85ESIMO MODO DI VIBRARE ..... 116
**FIGURA 89** ACCELOGRAMMI LUNGO X,Y,Z ..... 117
**FIGURA 90** ACCELEROGRAMMI INTRODOTTI NEL MIDAS ..... 118

# INTRODUZIONE

Le strutture in muratura rappresentano una parte consistente del patrimonio edilizio italiano. Esse derivano da tecniche costruttive non specializzate, con costruzione databile nei secoli scorsi, con soluzioni e con impiego di materiali non sempre adeguati. Il territorio italiano è quasi del tutto soggetto a sequenze sismiche più o meno importanti, che determinano danni dal punto di vista sociale ed economico, oltre che dal punto di vista ingegneristico.

Una particolare attenzione andrebbe posta nella trattazione di manufatti con valore storico e architettonico nell'ambito dei Beni Culturali: gran parte di questi edifici costituiscono il lascito culturale dei centri storici medievali e la testimonianza della loro fondazione. Lo studio della vulnerabilità sismica di un edificio in muratura dipende dalla conoscenza dello stesso, al fine di svelarne le modifiche avvenute nel corso dei secoli, la vera consistenza e resistenza dei materiali che lo costituiscono e la risposta sismica. Conoscere porta a saper tradurre in termini di valori e coefficienti numerici le caratteristiche del manufatto e riuscire a quantificare correttamente, all'interno di un modello di analisi, la risposta sismica attesa dall'edificio.

Il presente studio è stato sviluppato dall'idea di tradurre, con modelli più o meno approssimativi, la risposta del caso studio alla sequenza sismica che ha colpito il centro Italia tra agosto e ottobre 2016. Ogni tipo di modello prevede la definizione di diversi parametri meccanici, sulla base della tecnica di analisi utilizzata.

Il caso studio presenta due edifici, accostati tra loro: la torre del Cassero, di origine medievale e l'ex palazzo comunale di Castelraimondo (MC). L'analisi di vulnerabilità sismica del complesso è stata affrontata con due tipi di modelli: il primo modello, di tipo *discreto* (DEM), traduce in modo dettagliato il comportamento della muratura mostrando le lesioni e infine la disgregazione della stessa, il secondo modello, di tipo *continuo* (FEM), traduce in modo meno oneroso il comportamento globale della struttura.

Nel modello DEM l'oggetto primario dello studio è l'ossatura muraria di edifici in mattoni o pietra, il più possibile approssimabili a una muratura fatta secondo la "regola dell'arte" il cui

comportamento è riconducibile a quello di sistemi di elementi distinti, variamente disposti, con elevata resistenza e rigidezza, a contatto reciproco fra loro. Il movimento è simulato all'interfaccia tra gli stessi, cioè lungo i giunti, definiti come strati di deformabilità superiore non resistenti a trazione e dotati di legge a regolazione dell'attrito. Il modello ottenuto è concettualmente semplice, ma traduce la natura complessa, discontinua ed eterogenea del mezzo. Nello specifico il modello è costituito da 40.706 solidi: è stata riportata il più fedelmente possibile la tessitura muraria della torre del Cassero, modellandola con 37.918 blocchi, simulando l'interazione con l'edificio adiacente, approssimato a 2.788 blocchi di grande dimensione.

Nel modello FEM i diversi paramenti murari sono modellati come elementi continui, a contatto tra loro, in modo da assicurare il comportamento globale. L'analisi prevede l'applicazione della sequenza sismica sotto forma di accelerazione e si registra la risposta del complesso.

Il risultato ottenuto è deducibile dal confronto dei risultati delle analisi dinamiche non lineari portate avanti per entrambi i modelli: l'analisi viene condotta introducendo gli accelerogrammi e i velocigrammi relativi alla sequenza sismica avvenuta nel 2016 nel territorio in esame.

# 1. VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI

## 1.1. CONCETTI GENERALI

Il patrimonio edilizio italiano rappresenta a pieno, nella sua ricchezza e varietà, il susseguirsi di tutti i periodi storici. La conoscenza tecnica, la disponibilità di materie prime e i contesti economici e sociali, hanno determinato ciò che si presenta oggi: la maggior parte degli edifici esistenti sul territorio nazionale è costituita da struttura portante in muratura e non è concepita per avere una corretta risposta sismica.

Il problema sismico in Italia, seppur da sempre presente data l'elevata sismicità del nostro territorio, è stato affrontato solo a partire dalla metà degli anni '70. L'idea di una normativa nazionale sulle costruzioni nasce successivamente ai disordini creati dalla Grande guerra (RD n. 2229/1939), fungendo da base per la ricostruzione secondo l'idea della regola dell'arte dell'epoca.

Gli eventi sismici avvenuti nel Friuli e nell'Irpinia hanno segnato un confine sul livello di consapevolezza relativo al problema dei terremoti e all'inadeguatezza della maggior parte degli edifici nei confronti di tali episodi. A partire da quegli anni ha inizio la classificazione del territorio italiano sotto il profilo sismico e l'aggiornamento continuo della normativa.

I concetti di rischio sismico e vulnerabilità sismica, introdotti sistematicamente soltanto dopo gli eventi sismici di Molise e Puglia del 2002, esprimono a pieno la situazione dei centri storici italiani: ogni città risulta dalla successiva trasformazione di un nucleo originario, che per accrescimenti ha implementato il proprio costruito, creando situazioni problematiche sia per gli edifici che per la popolazione.

Per *rischio sismico* di un'area si intende il potenziale danneggiamento atteso in caso di terremoto: questo comprende i rischi dal punto di vista di danno agli edifici ma anche in termini di vite umane e in termini economici. Generalmente è espresso come il prodotto dato da:

- *pericolosità sismica* dell'area, sulla quale non è possibile intervenire in quanto è un fattore intrinseco del territorio;

- *esposizione*, ovvero la presenza e la quantità di edifici e popolazione che possono subire danni;
- *vulnerabilità sismica*, cioè la propensione di un edificio a subire danni durante un terremoto.

Risulta chiaro che la vulnerabilità sismica è uno dei parametri fondamentali su cui è necessario intervenire al fine di mitigare il rischio sismico.

Data la grande varietà di tecniche costruttive presenti sul territorio, la risposta sismica può essere diversa da caso a caso: gli edifici costruiti nel passato non hanno in generale una normativa specifica di riferimento, ma la costruzione era eseguita secondo regole dell'arte e molto dipendente dalla maestria e dal cantiere. Per tali motivi è opportuno intraprendere un percorso di conoscenza adeguato ad ogni situazione e non generalizzabile per tutto il patrimonio edilizio.

## 1.2. COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Una struttura portante in muratura ha alla base una composizione eterogenea, formata da elementi resistenti (mattoni o conci di pietra) e giunti di malta. L'assemblaggio di tali elementi, che può essere molto vario, determina conseguenze sulla risposta dell'edificio nei confronti dei carichi gravitazionali e sismici.

Il comportamento statico e dinamico degli edifici in muratura dipende quindi da diversi fattori, fra cui: il tipo di materiale utilizzato, la tessitura muraria, l'adeguata connessione tra i vari elementi dell'edificio (parete-parete, parete-solaio).

Il materiale utilizzato e la tessitura muraria costituiscono insieme la *qualità della muratura*: generalmente una muratura con una tessitura caotica è di cattiva qualità e tenderà a disgregarsi anche per terremoti di bassa entità. Per questo motivo il primo passo per valutare la risposta di un edificio in muratura è la definizione della qualità muraria in esame.

Nel caso in cui si abbia a che fare con una buona qualità della muratura, la risposta sismica dipenderà soprattutto dall'organizzazione degli elementi nel loro insieme e dalla capacità

della struttura di ripartire i carichi in modo uniforme: questo aspetto è determinato principalmente dall'adeguato ammorsamento tra pareti verticali e tra pareti e solai.

In un edificio che presenta una buona qualità muraria ma i cui elementi non sono ben organizzati, si presenteranno in primo luogo *i meccanismi locali (o di primo modo)*, che riguardano il ribaltamento fuori dal piano di pareti o porzioni di esse per diverse cause. Se invece la struttura è composta da elementi ben ammorsati tra loro, i meccanismi fuori piano saranno scongiurati e sarà favorito un *meccanismo globale (o di secondo modo)* che riguarda i danni nel piano stesso del pannello murario.

Le strutture in muratura, in particolare se si considera un pannello murario di buona qualità, hanno mostrato nel tempo un buon comportamento per azioni nel proprio piano, mentre per azioni che investono il pannello murario ortogonalmente al proprio piano si ha una resistenza molto bassa.

Un altro aspetto da considerare nell'analisi degli edifici esistenti è che il risultato viene molto influenzato da tecniche e usi locali. Un territorio fortemente sismico avrà collezionato nel tempo una serie di accorgimenti costruttivi (o interventi) che hanno permesso agli edifici di essere "testimoni" di una tecnica costruttiva nei secoli futuri. In particolare è molto comune vedere in un territorio che ha già affrontato il problema sismico l'uso di catene, contrafforti e ammorsamenti.

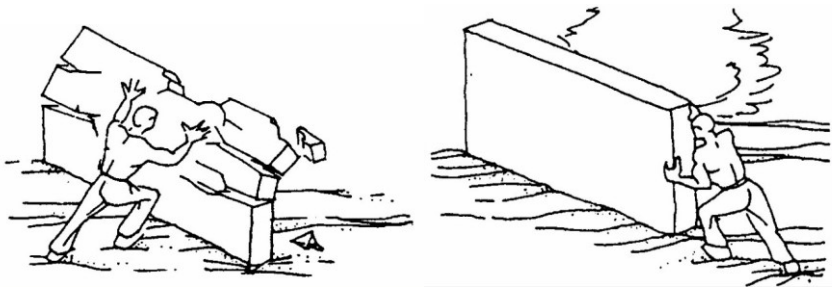


**FIGURA 1** ILLUSTRAZIONE DI MECCANISMI DI PRIMO E SECONDO MODO (*TOULIATOS, 1996)*

Il comportamento globale di un edificio sarà tanto migliore quanto saranno soddisfatte tutte le caratteristiche sopra descritte. In questo caso si ha a che fare con una struttura con *comportamento scatolare*: ogni elemento è strettamente collaborante e distribuisce in modo opportuno tutte le sollecitazioni.

Particolare influenza è data dall'ammorsamento e dalla rigidezza dei solai di piano e di copertura. Orizzontamenti rigidi permettono la distribuzione della sollecitazione sismica sulle diverse pareti in funzione della loro rigidezza, limitando così i danni.

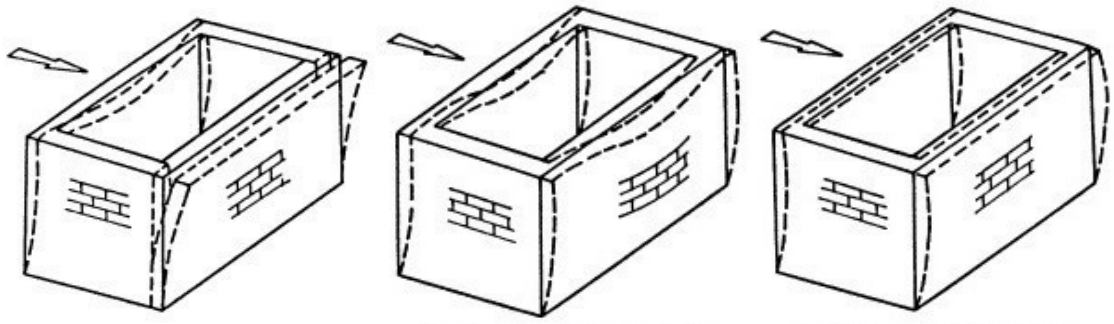


**FIGURA 2** COMPORTAMENTO GLOBALE IN CASO DI SOLAIO DEFORMABILE E SENZA CORDOLO (A), SOLAIO DEFORMABILE CON CORDOLO (B), SOLAIO RIGIDO CON CORDOLO (C) (MACCHI G. MARGENES G., 2002)

## 1.3. QUALITÀ DELLA MURATURA

La muratura costituente gli edifici storici è un *materiale composito*, formato da blocchi (pietra o mattoni) interposti per la maggior parte delle volte con malta. Definire la qualità della muratura significa capire quanto più si è vicini a una situazione "ideale" descritta dalle *regole dell'arte*, ovvero una serie di criteri pratici di carattere empirico, derivanti dall'esperienza di cantiere. Per costruzioni esistenti, soprattutto quelle risalenti all'epoca medievale o precedenti, non è possibile rifarsi a una meccanica delle strutture come la intendiamo oggi, ma il funzionamento è basato su principi di equilibrio dei corpi rigidi e sull'osservazione di strutture già esistenti.

Tali principi si fondano sulle *caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti (blocchi e malta)*, sulla *forma e dimensione dei blocchi* e *sulla tessitura muraria*.

I *blocchi* hanno generalmente un comportamento elasto fragile, con maggiore resistenza a compressione rispetto a quella a trazione. La *malta* presenta resistenze molto inferiori rispetto a quelle dei blocchi, ma ha la funzione di distribuire il carico e assicurare l'aderenza all'interno del paramento. Le caratteristiche meccaniche risultanti dall'accoppiamento

blocco-malta saranno intermedie rispetto alle due, in funzione della presenza e della qualità dello strato di malta.

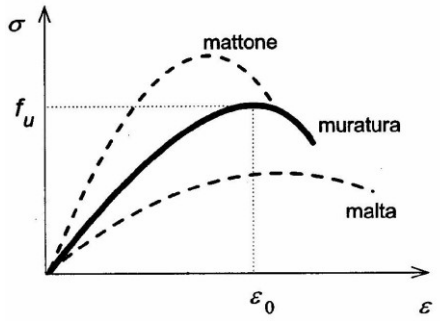



**FIGURA 3** GRAFICO SFORZO DEFORMAZIONE DEL MATERIALE "MURATURA"

Dal grafico σ – ε sopra illustrato è chiaro come le caratteristiche della muratura nel suo insieme sia migliore rispetto alla malta in termini di resistenza e peggiore rispetto al singolo mattone. Nel materiale, essendo per natura composito, è fondamentale l'interazione tra i due costituenti e soprattutto la continuità e uniformità del giunto di malta permette un corretto comportamento.

La resistenza finale del *materiale "muratura",* sarà tanto più vicina a quella del mattone tanto più è sottile lo strato di malta: questa osservazione deriva dal fatto che a livello tridimensionale la malta è circondata su tutti i lati e quindi sollecitata prevalentemente da uno stato di compressione che ne aumenta la resistenza. Nel caso di giunti di elevato spessore l'effetto cerchiante dei mattoni non è così efficace e la resistenza della malta diminuisce, diminuendo così la resistenza complessiva del materiale.

Oltre le caratteristiche meccaniche del materiale, è fondamentale l'utilizzo di blocchi di adeguata *forma e dimensione*. A parità di qualità di blocchi e malta, utilizzare elementi resistenti di grandi dimensioni significa limitare la presenza di piani di scorrimento orizzontali, che costituiscono uno dei punti deboli di un paramento murario. Una corretta dimensione dei blocchi e un opportuno sfalsamento dei giunti verticali permette di ampliare la porzione di muratura che reagisce localmente a un carico, sia esso statico o dinamico.

La forma dei blocchi è spesso, anche a colpo d'occhio, il parametro che esprime meglio la buona qualità di una muratura: l'utilizzo di elementi disomogenei e non squadrati non permette infatti una corretta trasmissione dei carichi come prima descritto.

Infine la qualità della muratura è influenza dalla *tessitura muraria*, cioè dalla presenza di *filari orizzontali*, *giunti verticali sfalsati* e *presenza di ortostati e diatoni.*

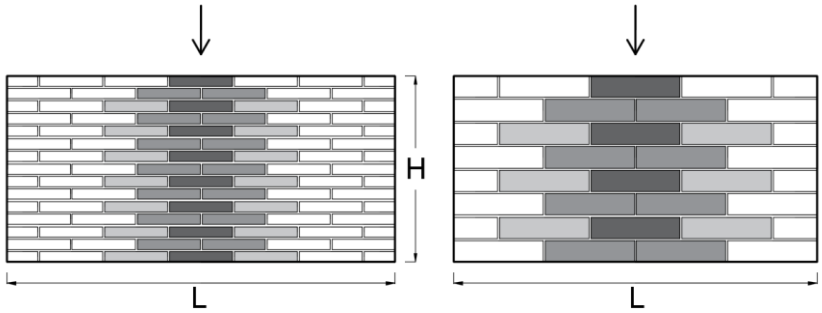



**FIGURA 4** INFLUENZA DELLA DIMENSIONE E DELLA DISPOSIZIONE DEGLI ELEMENTI SULLA DIFFUSIONE DI UN CARICO ALL'INTERNO DEL PANNELLO MURARIO

La presenza di filari orizzontali continui permette la distribuzione ottimale del carico verticale ed aumenta l'attrito tra le varie file, migliorando il comportamento anche sotto sisma. Per contro i filari orizzontali costituiscono piani preferenziali di scorrimento e formazione di cerniere cilindriche, situazione ottimale per l'innesco di meccanismi locali.

Lo sfalsamento di giunti verticali facilita principalmente l'ingranamento tra i blocchi, con conseguente aumento di resistenza del pannello anche a sollecitazioni di taglio e trazione.

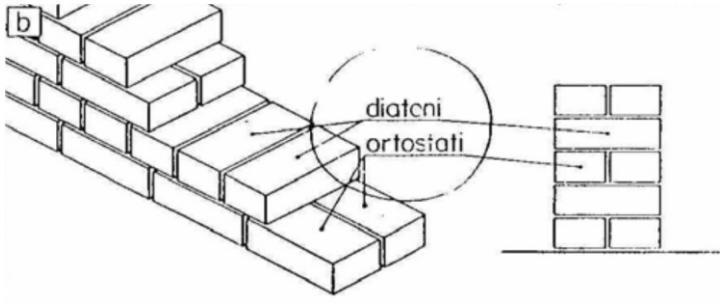



**FIGURA 5** CORRETTO POSIZIONAMENTO DI ORTOSTATI E DIATONI

La *presenza di ortostati e diatoni* invece influenza la caratteristica di monoliticità di un pannello murario: per edifici storici con pannelli di elevato spessore è frequente l'utilizzo di

tipologie murarie a sacco di scarsa qualità. In particolare presenza di diatoni permette di valutare il paramento come unico e migliorarne molto il suo comportamento nei confronti di sisma e meccanismi di ribaltamento. Una parete formata da più paramenti con interposizione di materiale incoerente in assenza di diatoni vede la risposta indipendente dei vari strati e la disgregazione del paramento stesso prima dell'attivazione di qualsiasi meccanismo resistente.

## 1.4. CRITERI DI MODELLAZIONE

Avendo descritto le caratteristiche del materiale trattato nella presente tesi, è bene precisare la difficoltà della modellazione nello studio di edifici esistenti. La scelta del tipo di modello da utilizzare dovrebbe dipendere dal tipo di dati a disposizione e l'accuratezza del modello che si vuole ottenere. Inoltre gli edifici esistenti con struttura portante in muratura presentano la difficoltà di non poter conoscere, la maggior parte delle volte, la reale situazione all'interno dei paramenti murari, i quali molto spesso hanno uno spessore elevato e sono perciò di difficile indagine.

Partendo da tali considerazioni è chiaro che creare un modello che descriva un comportamento globale plausibile implica delle semplificazioni e delle assunzioni.

Il materiale muratura, come sopra descritto, deve le sue caratteristiche alle proprietà meccaniche di blocchi e malta e alla tessitura muraria:

- L'*anisotropia* riguarda il comportamento meccanico di un materiale che risponde in modo diverso per ogni direzione considerata. Per la muratura è una caratteristica intrinseca in quanto la tessitura muraria è legata alla disposizione nello spazio degli elementi posizionati secondo diverse direzioni. Inoltre anche la presenza di fori e discontinuità all'interno della compagine muraria non permette un comportamento meccanico isotropo.
- La *disomogeneità* è la differenza di comportamento che si ha in punti diversi del materiale. La muratura è un materiale disomogeneo in quanto formato da elementi diversi (blocchi e malta) per caratteristiche e resistenze.

- *L'asimmetria* del legame sforzo deformazione a compressione e a trazione di tutte le componenti determina l'asimmetria anche per un materiale risultante (la muratura). Come per la maggior parte dei materiali fragili, la resistenza a compressione risulta molto più alta di quella a trazione. Su questa considerazione si basa la semplificazione, utilizzata in alcuni modelli, di considerare la resistenza a trazione della muratura nulla.

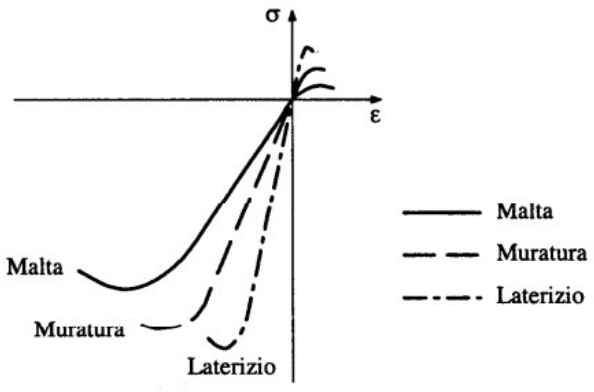



**FIGURA 6** DIVERSO COMPORTAMENTO A TRAZIONE E COMPRESSIONE PER MALTA, LATERIZIO E MURATURA

- La *non linearità* del materiale è la risultante di tutte le caratteristiche sopra descritte. Per tutti gli stati di sollecitazione possibile (compressione, trazione e composti) il comportamento della muratura nel suo complesso è non lineare.

Non tutte le caratteristiche appena elencate vengono considerate in fase di modellazione, infatti nella pratica si è soliti considerare la muratura come un materiale omogeneo e isotropo (con caratteristiche non variabili da punto a punto e costanti in tutte le direzioni) e in alcuni casi, cioè per stati di sollecitazione non elevati, si utilizza un modello elastico-lineare.

Una modellazione accurata dovrebbe far riferimento alla muratura con le seguenti caratteristiche:

- è un *materiale discreto* formato da blocchi e malta, per il quale le dimensioni dei singoli elementi è grande rispetto alla dimensione del pannello murario e quindi non trascurabile;
- la geometria dei blocchi, la tessitura muraria e quindi la modalità di posa in opera possono variare;

- i blocchi sono elementi più rigidi della malta;
- lo spessore dei giunti è limitato rispetto alle dimensioni dei blocchi;
- la rigidezza dei giunti verticale è più inferiore rispetto a quella dei giunti orizzontali.

In base al livello di accuratezza desiderato è possibile utilizzare diverse strategie di modellazione:

- *Micro modellazione dettagliata:* è lo strumento più accurato per simulare il comportamento della muratura e la sua risposta locale. I diversi componenti sono descritti separatamente e nello specifico i mattoni e la malta nei giunti sono rappresentati da elementi continui, mentre l'interfaccia è rappresentata da elementi discontinui.

  In questo approccio si tiene conto di tutte le caratteristiche non elastiche dei mattoni e della malta, del modulo elastico e del coefficiente di Poisson e l'interfaccia funge da superficie di scorrimento.

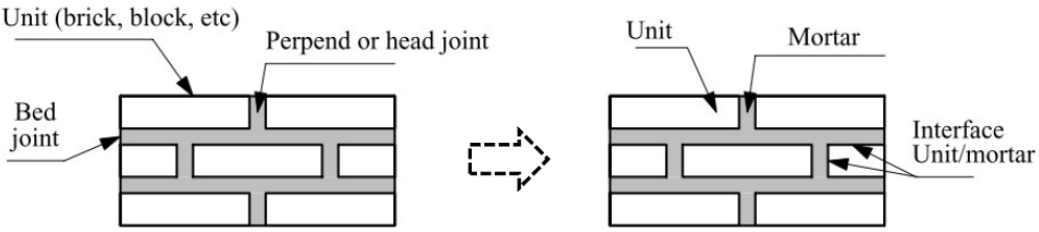



**FIGURA 7** MICROMODELLAZIONE DETTAGLIATA DI UN PANNELLO MURARIO

- *Micro modellazione semplificata:* nel caso di una struttura composta dalla ripetizione di unità elementari, si può considerare la muratura come un continuo. In questo caso i mattoni vengono espansi e rappresentano gli elementi continui, mentre le interfacce sono rappresentate da elementi discontinui.

  In questo schema si hanno una serie di blocchi elastici circondati da superfici di scorrimento a livello dei giunti. Rispetto all'approccio precedente si perde l'accuratezza data dal coefficiente di Poisson della malta.

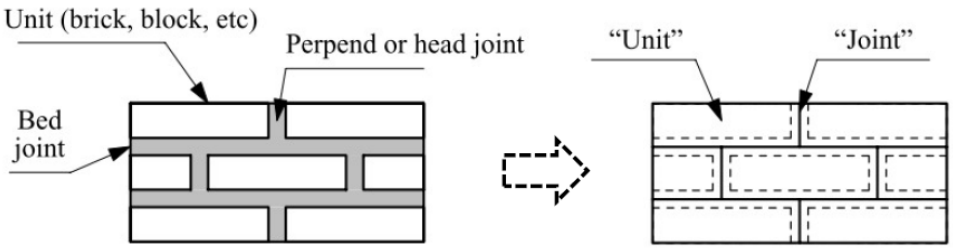



**FIGURA 8** MICROMODELLAZIONE SEMPLIFICATA DI UN PANNELLO MURARIO

*Macromodellazione:* il materiale è considerato omogeneo e continuo, senza distinzione tra blocchi e malta. Il risultato è un elemento unico equivalente che diminuisce drasticamente l'onere computazionale dell'analisi.

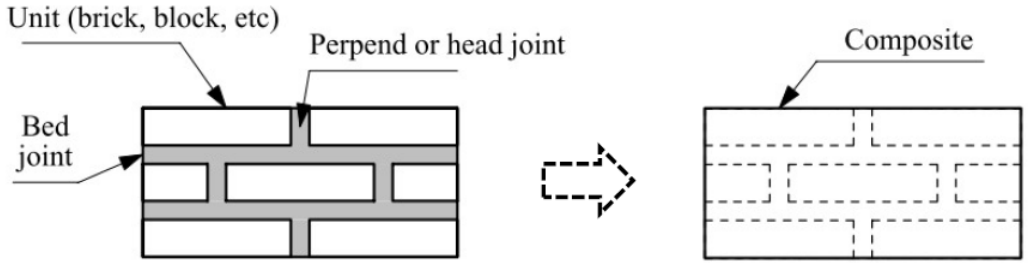



**FIGURA 9** MACROMODELLAZIONE DI UN PANNELLO MURARIO

# 2. ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA SECONDO LA NORMATIVA

La valutazione di vulnerabilità sismica di un edificio esistente ha il fine di prevedere il comportamento dello stesso in caso del sisma atteso nella zona. L'attuale normativa italiana (NTC 2018) prevede un percorso di conoscenza al fine di avere una corretta previsione della risposta sismica e progettare un eventuale intervento.

È necessario specificare che il caso studio trattato in questa tesi non è un edificio "ordinario", ma è un complesso costituito da una torre medievale e un palazzo di fine '800. Seppur non di particolare pregio artistico, ma di rilevante importanza storica, la torre costituisce un simbolo e la testimonianza delle origini del paese: per tale motivo si può far riferimento anche alla *Linee guida per la valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale,* emanate ai sensi dell'ordinanza P.C.M. 3431 del 3 maggio 2005 dal MIBAC e dal dipartimento della protezione civile.

Queste linee guida hanno il fine di guidare un percorso di conoscenza e valutare il livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, così come è prefissato per le costruzioni non soggette a tutela, ma opportunamente adattato alle specificità del patrimonio culturale.

In primo luogo si specifica che per edifici di pregio storico non è necessario raggiungere il livello di adeguamento sismico, cioè non è necessario arrivare ai livelli di sicurezza prescritti dalle NTC. Questa considerazione nasce dal fatto che lo studio e la conoscenza di questo tipo di manufatti porta a difficoltà oggettive (reperimento materiale, trasformazioni subite e non documentate, stato di conservazione) e quindi non è definibile una strategia che possa considerarsi affidabile in sede di modellazione e analisi.

Come prima specificato, il reale comportamento di una struttura in muratura dipende da molteplici fattori e non è sempre possibile definire i parametri in modo corretto, perciò le valutazioni da fare pre e post intervento vanno intese in termini qualitativi ed è compito del progettista definire l'eventuale necessità di un intervento. Il criterio base per queste valutazioni è quello del *minimo intervento*, ovvero l'implicita accettazione di un rischio sismico più elevato rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che intervenire e rovinare il patrimonio culturale.

Particolare attenzione per un edificio di pregio è l'analisi storico critica, fase che permette di analizzare e documentare tutte le modifiche avvenute, con particolare attenzione agli interventi precedenti che possono averne modificato l'assetto; fondamentale risulta a tal file il rilievo geometrico e strutturale, il rilievo del quadro fessurativo e dei degradi.

Dato che l'attendibilità di un modello dipende molto dalle proprietà meccaniche e quindi dai parametri utilizzati, ed è bene averne un'opportuna identificazione. Come vedremo, l'utilizzo di prove di caratterizzazione meccanica su edifici storici è un'opzione che andrebbe valutata in relazione all'impatto che le prove distruttive o semi distruttive avrebbero sul manufatto.

Il grado di conoscenza raggiunto permette di definire diversi *livelli di conoscenza*, ad approfondimento via via crescente, legati a fattori di confidenza da utilizzare nell'analisi. I *fattori di confidenza* (FC, compresi tra 1 e 1,35) possono essere utilizzati come parametri di sicurezza per tenere conto delle valutazioni incomplete sull'edificio, riducendo opportunamente le resistenze o la capacità della struttura.

## 2.1. PERCORSO DI CONOSCENZA SECONDO NTC 2018

Le attuali Norme tecniche per le costruzioni (NTC) 2018 e la relativa circolare esplicativa n.7/2019 illustrano al §8.5 l'approccio metodologico adottabile nell'analisi di un edificio esistente.

La definizione di un modello adeguato per le analisi non è una procedura immediata, così come riportato nella circolare al C8.5 *"La definizione di modelli di riferimento che descrivano il comportamento dell'edificio costituisce certamente una delle fasi più complesse dell'intera procedura di analisi. Infatti, considerando la grande varietà di costruzioni esistenti, non è possibile indicare procedure di modellazione. Tali problematiche diventano, poi, particolarmente rilevanti per le costruzioni in muratura, anche a causa delle numerose incertezze relative agli stati di sollecitazione in atto, ai tipi di materiale impiegati e al loro comportamento meccanico, al grado di connessione tra gli elementi strutturali e alla loro morfologia interna, oltre che agli eventuali interventi di trasformazione, riparazione o consolidamento già attuati in passato."*

È anche specificato che la fase di conoscenza e dell'analisi non sono necessariamente sequenziali, ma è opportuno valutare in via preliminare la situazione e basare su questa valutazione il percorso di conoscenza al fine, ad esempio, di limitare la campagna di indagini sui materiali ai soli punti critici dell'edificio. Un percorso di conoscenza prevede una serie di fasi (analisi storico-critica, rilievo, caratterizzazione meccanica dei materiali, individuazione dei livelli di conoscenza e fattori di confidenza, individuazione delle azioni).

### 2.1.1. Analisi storico critica

L'analisi dell'evoluzione storica è finalizzata a comprendere le trasformazioni subite a causa di interventi e/o dissesti che possano aver modificato l'assetto originale. Nello specifico la circolare elenca gli aspetti salienti su cui porre l'attenzione, in particolare per gli edifici in muratura (C 8.5.1):

- *l'epoca di costruzione;*
- *le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;*
- *la forma originaria e le successive modifiche;*
- *i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;*
- *le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;*
- *gli interventi di consolidamento pregressi;*
- *gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte.*

La difficoltà di fronte a un bene storico è il reperimento di disegni originali e degli interventi effettuati negli anni.

### 2.1.2. Rilievo

La fase di rilievo è quella di maggiore rilevanza nello studio di un manufatto. *"Il rilievo geometrico-strutturale deve essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.*

*[..] Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi*" (§ 8.5.2)

Nella circolare viene specificato che per gli edifici in muratura *"vista la grande varietà di materiali e tecniche costruttive impiegate, riveste un ruolo di primaria importanza la conoscenza della composizione degli elementi costruttivi e delle caratteristiche dei collegamenti, a partire dalla tipologia e disposizione dei materiali e dalla presenza di discontinuità; in questo ambito, la verifica dell'efficacia degli incatenamenti, siano essi lignei o metallici, merita una particolare attenzione."* (C8.5.2.1)

Nella circolare vengono inoltre specificati tre livelli di indagine, con approfondimento crescente, che rispecchiano i diversi livelli di conoscenza da raggiungere.

- *Indagini limitate*: basate su indagini visive di tipo geometrico all'esterno dell'edificio e approfondimenti locali sotto gli strati di intonaco al fine di caratterizzare la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra le pareti e pareti e solai, l'individuazione di dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte;
- *Indagini estese*: rispetto alle indagini limitate sono previsti saggi più estesi e diffusi in modo da tipizzare tutte le varietà costruttive presenti nel manufatto;
- *Indagini esaustive*: hanno il fine di avere un'opinione chiara sulla morfologia delle murature, sulla disposizione dei materiali e sul rispetto della regola dell'arte sia in superficie che su tutto lo spessore dei paramenti e degli orizzontamenti.

Le difficoltà del rilievo geometrico di un manufatto storico in muratura deriva dalla complessità geometrica e strutturale dell'edificio stesso e dalla presenza di nicchie o spazi nascosti, dalla altezza eccessiva degli ambienti e dalla loro complessità. Viste le particolari situazioni, sono sempre più in uso tecnologie come *laser scanner* e *rilievo con drone*, grazie ai quali è possibile avere in modo accurato la reale situazione a livello geometrico e di tessitura muraria completa.

Nel caso in esame si tratterà anche del rilievo dello stato del danno, o *rilievo del quadro fessurativo*, in seguito all'evento sismico del 2016. Si specifica che per un edificio in zona sismica si ha molto spesso un accumulo del danno e quindi un'evoluzione delle fessure: a

seguito di un sisma si predispongono solitamente una serie di interventi locali o globali al fine di limitare i danni o riportare l'edificio a uno stato di agibilità. Se per lo stesso edificio si presenta un nuovo evento sismico della stessa entità, o di entità maggiore, gli interventi pregressi influiscono sul comportamento (in modo positivo o negativo) ed è quindi bene conoscere il susseguirsi degli stati di danno posteriori a ogni evento sismico.

Per edifici esistenti di particolare carattere storico e artistico è opportuno considerare anche lo stato di conservazione dei materiali (lapidei, legno, metallo) e quindi, se necessario, redigere delle *carte dei degradi*. Una carta del degrado indica tutte le tipologie di degradi presenti e le combinazioni di esse. Tale operazione è effettuata a partire da indagini visive e poi accompagnata da prove di caratterizzazione chimiche o fisiche per individuare le cause o i prodotti del degrado. Come sarà successivamente illustrato per il caso studio, l'individuazione dei degradi è la base per interventi di restauro, i quali possono essere individuati nella fase di rilievo.

### 2.1.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali

*"Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni." (§8.5.3)*

In base a quanto descritto nelle NTC riguardo alla caratterizzazione meccanica dei materiali, è possibile basarsi sia su documentazioni disponibili, sia su prove in situ distruttive e non distruttive. Le valutazioni da nuovo prevedono indagini su elementi nascosti (sotto intonaco o in controsoffitti e volte), che si possono effettuare con tecniche di indagini *non distruttive*

di tipo *indiretto* (termografia, tomografia sonica, georadar ecc) o *ispezioni dirette debolmente distruttive* (endoscopie, saggi). Solitamente i due metodi vengono utilizzati congiuntamente per ottenere una descrizione il più possibile completa dei materiali.

Tecniche diagnostiche *non distruttive* di tipo *indiretto*, quali prove soniche e ultrasoniche, valutano l'omogeneità dei parametri meccanici ma non ne forniscono una valutazione quantitativa attendibile in quanto sono desunti da altre grandezze come la velocità di propagazione delle onde nel paramento.

Una stima quantitativa dei parametri può essere invece data da *prove semi distruttive* o *distruttive,* anche se è bene che siano effettuate su porzioni limitate. La calibrazione del giusto numero di prove dirette e indirette può mitigare l'invasività della campagna di indagini.

Esistono prove specifiche per caratterizzare sia i mattoni, che gli elementi lapidei e la malta. La resistenza della malta può essere valutata come prove *sclerometriche* o *penetrometriche sui giunti*. Per i mattoni è possibile valutare il modulo elastico e le resistenze a trazione e compressione con prove di laboratorio (prova a compressione, trazione indiretta o flessione), invece per i materiali lapidei, essendo per loro natura materiali di origine naturale e non artificiale come i laterizi, è opportuno eseguire una caratterizzazione litologica.

Alcuni tipi di prove di caratterizzazione meccanica possono essere effettuate in sito e hanno il fine di determinare i seguenti parametri:

- *Modulo di elasticità normale* e *resistenza a compressione:* questi parametri possono essere determinati con la prova dei martinetti piatti (singoli o doppi) oppure con una prova a compressione su pannello murario. La prima prova può essere considerata meno invasiva della seconda, anche se entrambe portano a rottura la porzione di muratura in esame.
- *Modulo di taglio e resistenza a taglio*: si possono valutare con prove di compressione diagonale su pannelli o prova di compressione e taglio. Entrambe le prove sono fortemente invasive in quanto interessano una porzione ampia di paramento murario.

In base al numero di prove e quindi al livello di approfondimento si possono distinguere tre livelli di prova (prove limitate, prove estese e prove esaustive) che influiscono sul livello di conoscenza raggiunto e sui fattori di confidenza da utilizzare. Ovviamente una campagna di prove più completa porta, nella maggior parte dei casi, un danno maggiore agli edifici e va quindi valutata in base all'importanza degli stessi.

Per quanto riguarda gli edifici con tipologie di murature più ricorrenti, la circolare relativa alla normativa fornisce (C8.5.3) possibili valori dei parametri meccanici sotto precise condizioni: "*malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza media a compressione fm stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm²), assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte, muratura non consolidata.*"

Tali valori possono essere ridotti con coefficienti minori di 1 alle resistenze e ai moduli elastici per tenere in conto di malta particolarmente scadente.

| Tipologia di muratura | f (N/mm²) | $\tau_0$ (N/mm²) | $f_{V0}$ (N/mm²) | E (N/mm²) | G (N/mm²) | w (kN/m³) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | min-max | min-max | | min-max | min-max | |
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 1,0-2,0 | 0,018-0,032 | -<br>- | 690-1050 | 230-350 | 19 |
| Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*) | 2,0 | 0,035-0,051 | -<br>- | 1020-1440 | 340-480 | 20 |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura | 2,6-3,8 | 0,056-0,074 | -<br>- | 1500-1980 | 500-660 | 21 |
| Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) | 1,4-2,2 | 0,028-0,042 | -<br>- | 900-1260 | 300-420 | 13 ÷ 16(**) |
| Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**) | 2,0-3,2 | 0,04-0,08 | 0,10-0,19 | 1200-1620 | 400-500 | |
| Muratura a blocchi lapidei squadrati | 5,8-8,2 | 0,09-0,12 | 0,18-0,28 | 2400-3300 | 800-1100 | 22 |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***) | 2,6-4,3 | 0,05-0,13 | 0,13-0,27 | 1200-1800 | 400-600 | 18 |
| Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%) | 5,0-8,0 | 0,08-0,17 | 0,20-0,36 | 3500-5600 | 875-1400 | 15 |

**FIGURA 10** TABELLA C8.5.I

*Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: **f** = resistenza media a compressione, **$\tau_o$**= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), **fv0** = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), **E** = valore medio del modulo di elasticità normale, **G** = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, **w** = peso specifico medio.*

I valori sopra riportati si riferiscono a una muratura costituita da due paramenti accostati, eventualmente con nucleo di spessore limitato; come sopra descritto, è importante definire che il comportamento del pannello murario possa considerarsi unico sotto l'azione di carichi, al fine di scongiurare rischi di instabilità. La normativa prevede per l'analisi dello stato di fatto anche di peggiorare o migliorare i parametri della tabella C8.5.I nel caso in cui si presenti malta di buona qualità, ricorsi o listature, buone connessioni trasversali.

| Tipologia di muratura | Stato di fatto | | | Interventi di consolidamento | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Malta buona | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Iniezione di miscele leganti (*) | Intonacoarmato (**) | Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**) | Massimo coefficiente complessivo |
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 1,5 | 1,3 | 1,5 | 2 | 2,5 | 1,6 | 3,5 |
| Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo | 1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,7 | 2,0 | 1,5 | 3,0 |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura | 1,3 | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,5 | 1,4 | 2,4 |
| Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) | 1,5 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,7 | 1,1 | 2,0 |
| Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) | 1,6 | - | 1,2 | 1,2 | 1,5 | 1,2 | 1,8 |
| Muratura a blocchi lapidei squadrati | 1,2 | - | 1,2 | 1,2 | 1,2 | - | 1,4 |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce | (***) | - | 1,3 (****) | 1,2 | 1,5 | 1,2 | 1,8 |
| Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%) | 1,2 | - | - | - | 1,3 | - | 1,3 |

**FIGURA 11** TABELLA C8.5.II

*Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.*

### 2.1.4. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

"*Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente: LC1, LC2, LC3*." (§8.5.4)

I *livelli di conoscenza* (LC) di un manufatto sono la risultanza delle fasi precedenti e permettono di poter considerare caratteristiche meccaniche migliori nel caso in cui si siano effettuate più prove e si abbia un'adeguata conoscenza dell'edificio. A ogni LC è associato un

*fattore di confidenza* (FC) che riducono, in base all'analisi scelta, le resistenze dei materiali oppure la capacità strutturale.

- *LC1*: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è *FC=1,35*.
- *LC2*: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza *è FC=1,2*.
- *LC3*: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è *FC=1*.

Nel caso di costruzioni in muratura si possono ricondurre i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche:

- LC1 *Resistenze*: valori minimi degli intervalli in tabella C8.5.I
  *Moduli elastici*: valori medi degli intervalli in tabella C8.5.I

- LC2 *Resistenze*: valori medi degli intervalli in tabella C8.5.I
  *Moduli elastici*: valori medi degli intervalli in tabella C8.5.I

- LC3 I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C8.5.I individuano una distribuzione che può essere aggiornata sulla base delle misure eseguite in sito. Per un generico parametro X, si possono stimare i valori medi (μ') dai valori massimi e minimi presenti in tabella. Nel caso in cui si abbia un numero *n* di prove dirette, si può aggiornare il valore con la seguente formula:

$$\mu'' = \frac{nX + k\mu'}{n + k} \quad [\text{C8.5.4.3}]$$

Dove X = media delle n prove dirette e k = coefficiente che tiene conto del rapporto tra dispersione della stima effettuata attraverso le prove e la varianza della distribuzione calcolata in tabella. Per i valori di k la normativa fornisce una serie di valori differenziati per ogni prova (Tabella C8.5.III).

# 3. IL CASO STUDIO: LA TORRE DEL CASSERO E IL COMPLESSO DEL PALAZZO COMUNALE DI CASTELRAIMONDO

## 3.1. CONTESTO TERRITORIALE E SISMICO

Il caso studio si colloca nel comune di Castelraimondo, in provincia di Macerata, coinvolto negli eventi sismici del 1997 e del 2016, seppur non in maniera grave come altri comuni limitrofi.

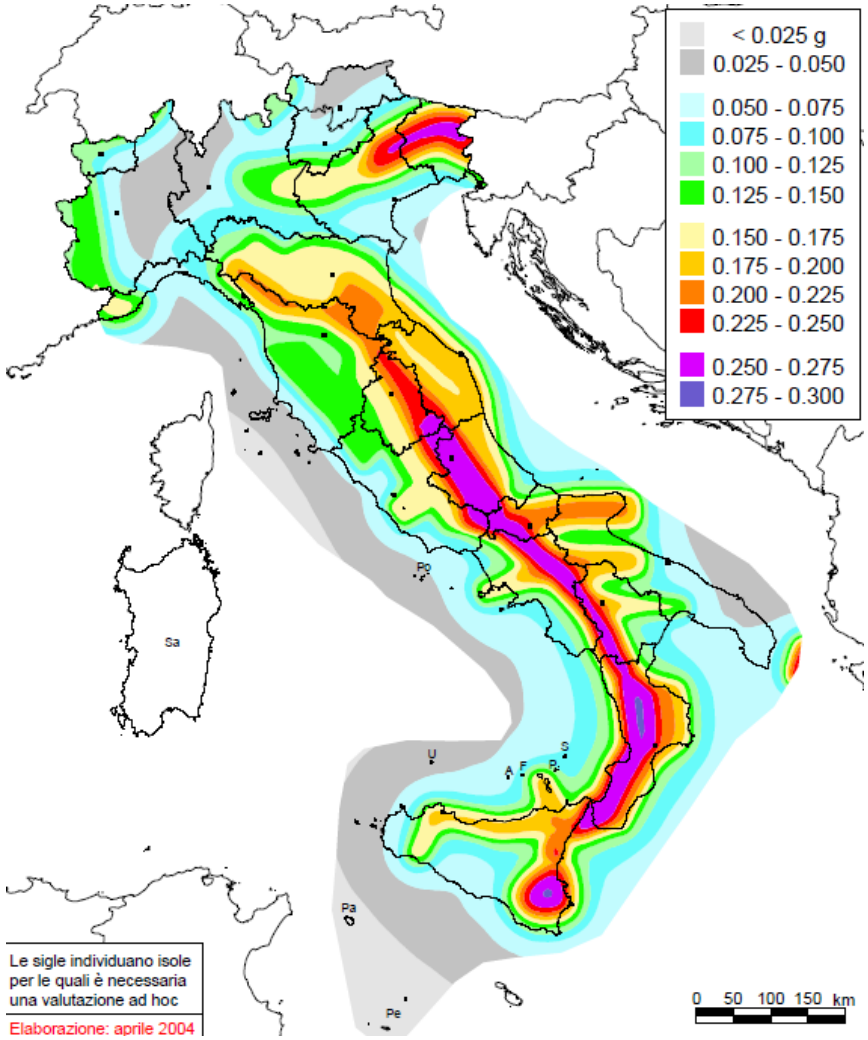



**FIGURA 12** MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA NAZIONALE

Un territorio soggetto a terremoti è caratterizzato da una certa *pericolosità sismica*, cioè dalla probabilità più o meno alta di avere un certo evento sismico in un arco di tempo, chiamato

tempo di ritorno. Dopo il terremoto del Molise del 2002, in Italia si è stimata la pericolosità sismica secondo dati aggiornati e metodi condivisi a livello internazionale. Dal 2004 è disponibile la mappa di pericolosità sismica per tutto il paese, con indicati i valori massimi di accelerazione attesa al suolo (PGA), stimata su un suolo omogeneo roccioso.

La regione Marche ha una pericolosità sismica quasi uniforme di livello medio elevato (zona sismica 1 e 2), i cui picchi si trovano in corrispondenza dell'Appennino umbro-marchigiano. Tali valori sono determinati dalla presenza di strutture sismicamente attive e dalla storia sismica pregressa della regione, che ha visto il suo massimo con il terremoto del 1781 (Mw 6.4) nella zona dell'appennino e con quello del 1950 (Mw 5.8) sulla costa.

| Data | Area epicentrale | $I_{MAX}$ | $M_W$ |
|---|---|---|---|
| 1279 04 30 | Camerino (MC) | 10 | 6.3 |
| 1328 12 01 | Norcia (PG) | 10 | 6.4 |
| 1352 12 25 | Monterchi (AR) | 9 | 6.4 |
| 1389 10 18 | Bocca Serriola | 9 | 6.0 |
| 1599 11 06 | Valnerina | 9 | 6.0 |
| 1690 12 23 | Anconetano | 8-9 | 5.6 |
| 1730 05 12 | Valnerina | 9 | 5.9 |
| 1741 04 24 | Fabrianese | 9 | 6.2 |
| 1747 04 17 | Nocera Umbra | 9 | 5.9 |
| 1751 07 27 | Appennino umbro-marchigiano | 10 | 6.2 |
| 1781 06 03 | Cagliese | 10 | 6.4 |
| 1789 09 30 | Valtiberina | 9 | 5.8 |
| 1799 07 28 | Appennino marchigiano | 9-10 | 6.1 |
| 1832 01 13 | Valle del Topino | 10 | 6.3 |
| 1873 03 12 | Marche meridionali | 9 | 5.9 |
| 1917 04 26 | Valtiberina | 9-10 | 5.9 |
| 1930 10 30 | Senigallia (AN) | 8-9 | 5.8 |
| 1943 10 03 | Marche meridionali-Abruzzo | 9 | 5.8 |
| 1979 09 19 | Valnerina | 8-9 | 5.9 |
| 1997 09 26 | Appennino umbro-marchigiano | 9 | 6.0 |

**FIGURA 13** PRINCIPALI TERREMOTI CHE HANNO PRODOTTO DANNI NELLE MARCHE (CPT11)

Nello specifico il comune di Castelraimondo presenta una pericolosità sismica di livello 2, cioè *zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti*, con livelli di accelerazione attesa al suolo (tempo di ritorno 50 anni) compresa tra 0,15 g e 0,25 g.

## 3.2. ANALISI STORICO CRITICA

### 3.2.1. Cenni storici sul Castrum Raimundi



**FIGURA 14** IMMAGINE DEL CASO STUDIO PRIMA DEL TERREMOTO DEL 2016

La fondazione del comune di Castelraimondo può essere datata a partire dal 1311, anno in cui, secondo il documento conservato all'Archivio di Stato di Firenze (Fondo Urbino Pergamene Laiche, n 25), il Comune di Camerino fu autorizzato alla costruzione di un nuovo castello.

Il motivo della concessione risale all'epoca delle lotte duecentesche tra Papato e Impero: i vari comuni del centro Italia, in un momento di continui scontri per la conquista dei territori e la difesa dei confini, si schierarono per l'una o per l'altra fazione in cerca di appoggio.

Nella zona di nostro interesse si presentavano distintamente i comuni di San Severino, Matelica e Fabriano appoggiati dall'Impero, contro il comune di Camerino, governato dalla famiglia Da Varano e appoggiato dal Papa.

A partire dal 1260 in poi il comune di San Severino, con l'appoggio di tutti i comuni ghibellini della zona, era riuscito nella conquista di alcuni castelli e torri (Gagliole, Crispiero, Castel

Santa Maria, Rustano ecc) e aveva causato la reazione della fazione guelfa, la quale avrebbe continuato per anni la lotta, arrivando a costruire nuovi castelli all'interno dei territori comunali nemici. Un'unica tregua venne firmata nel 1306, su ordine di Papa Clemente V: al centro delle decisioni c'erano la definizione di alcuni confini contesi e il divieto di costruire nuovi castelli. Nonostante la posizione del comune di Camerino fosse quella favorevole tra le due fazioni, fu proprio il Papa ad ostacolare gli obiettivi guelfi al fine di mantenere una situazione stabile sul territorio.

Lo scenario cambiò nel 1311, successivamente alla nomina del nuovo Rettore della Marca di Ancona, Raimondo da Aspello, che autorizzò il comune di Camerino alla costruzione di una nuova fortezza a difesa dei suoi territori, ma soprattutto per il controllo che la chiesa voleva esercitare sulla neonata Lega ghibellina capeggiata da Federico I da Montefeltro. Il luogo ritenuto adatto alla fondazione della nuova fortezza è la zona del comune di Castelraimondo che attualmente si trova delimitata dal fiume Potenza e dalla ferrovia, posto in alto in direzione del comune di San Severino Marche. Il complesso, di forma quasi rettangolare e di dimensioni circa 300 metri per 150 metri, era circondato totalmente dalle mura e da due fossati.

All'interno delle mura gli edifici erano articolati in vie più strette, disposti in doppia fila e strettamente collegati fra loro per facilitare il passaggio dei soldati in caso di guerra, ma tutti affacciati sull'unica via principale che ancora oggi vediamo.

La cinta muraria, di cui troviamo ancora parti visibili, presentava *undici torri difensive* a base quadrata con 3 lati posti verso l'esterno (*speroni*); di queste, sono tre le torri che possiamo attualmente riconoscere: una si trova nello spazio antistante alla Chiesa di San Biagio, la seconda è inglobata nella struttura della chiesa stessa e sormontata dal campanile, e l'ultima è la Torre del Cassero.




**FIGURA 15** PLANIMETRIA DI CASTELRAIMONDO, 1850 (GAGGIOTTI,1986)



**FIGURA 16** TORRI VISIBILI OGGI: IL CAMPANILE DELLA CHIESA DI SAN BIAGIO (A), SPERONE NELLA PIAZZA ANTISTANTE LA CHIESA (B)

### 3.2.2. La torre maestra: il Cassero

Confrontando la dimensione e l'architettura dei resti delle mura castellane risulta evidente la volontà di rendere il Cassero prevalente rispetto al resto del complesso. Analizzando l'altimetria del contesto è chiaro che la torre è posta nella parte più debole, poiché non protetta dal dislivello del terreno, al contrario del lato Nord Est dove è attualmente posta la chiesa di San Biagio.




**FIGURA 17** IL CASSERO IN DUE FOTO DEGLLI ANNI '20

La torre si trovava quindi nel punto più fragile sia per la posizione plano-altimetrica, ma anche per il suo ruolo: era infatti la porta del castrum, l'unico punto da cui era possibile controllare gli arrivi e gli ingressi.

Il Cassero, nelle dimensioni attuali, risulterebbe a seguito di una serie di trasformazioni necessarie a fini difensivi: la data di costruzione sarebbe quindi posteriore al 1311-1318, anno di fondazione del castrum. Pur non avendo documentazione certa, una delle ipotesi avanzate è che Castelraimondo, facente parte del sistema difensivo dei Da Varano, rientrò nel progetto dell'Intagliata di Giovanni Da Varano.




**FIGURA 18** ASSETTO DIFENSIVO DEI DA VARANO (RIELABORAZIONE DELLA MAPPA PRESENTE NELL'ARCHIVIO ESTENSE DI FERRARA), MASSIMO COSTANTINI

Nel 1382 i Da Varano iniziarono la costruzione di una serie di torri e fortificazioni con l'intento di avere un sistema difensivo diffuso sul territorio: tra le torri scomparse ricordiamo Torre

Beregna, ma anche le attuali Torre del Parco, Rocca d'Ajello e il Castello di Lanciano nel quale si trova una torre con base a scarpa come quella del Cassero.

La tipologia di pietra arenaria utilizzata e i conci squadrati sono simili in ognuna delle torri, inoltre gli stemmi presenti sulla Torre del Parco sono gli stessi presenti sul Cassero. Le molte similitudini con le torri vicine e la differente dimensione del Cassero rispetto ai resti delle mura presenti, fa concludere che la sua costruzione possa essere datata dopo il 1382.

La torre come tipologia costruttiva è presente in quasi tutta l'architettura del trecento, soprattutto nella zona del maceratese. La sua funzione era duplice: controllo del territorio da una posizione elevata e difesa in caso di minaccia.

Da queste considerazioni è naturale evidenziare che l'accesso originario della torre non era a livello del terreno, ma era possibile solo da scale a corda calate da un'apertura (figura sottostante) sul lato interno delle mura, posto a Est. Oggi l'antico accesso è stato murato e coincide con il punto in cui la torre si interfaccia col palazzo comunale al terzo piano. Al di là dell'apertura che aveva la funzione di accesso, era presente una galleria ricavata nello spessore del muro, con soffitto a volta, che permetteva di fruire dell'interno e di una vista a 360 gradi sul perimetro grazie a 5 feritoie passanti nello spessore murario.

Dalla galleria era possibile l'uscita verso la prima terrazza attraverso una scalinata in muratura molto stretta.

Una volta ritirate le scale la torre non era più accessibile, si trovava isolata dal resto del complesso ed era quindi necessario che fosse autonoma: nello spessore della muratura sono stati infatti trovati fori che fungevano probabilmente da scarichi verso l'esterno. Inoltre, osservando l'interno della torre, sono visibili bucature nel muro disposte su sette piani, dove probabilmente erano posti dei tavolati a formare solai al fine di rendere fruibile l'interno. Oggi l'interno è percorso da una scala metallica installata negli anni '70 in sostituzione di una vecchia scala in legno.



**FIGURA 19** ACCESSO ORIGINARIO ALLA TORRE



**FIGURA 20** INTERNO DELLA GALLERIA E USCITA DALLA GALLERIA VERSO LA PRIMA TERRAZZA

La torre come tipologia architettonica e difensiva nel medioevo presenta molto spesso delle decorazioni sotto forma di stemmi, in quanto dichiarazione del governo di un territorio. Sul Cassero dovevano essere posti, a suo tempo, diversi stemmi di personaggi di rilievo, ma ad oggi sono visibili solo 3 stemmi in calcare bianco sulla facciata principale.

Nel primo, posizionato al di sotto del canale di gronda, è possibile intravedere la figura di un animale simile a un cane o un leone. L'ipotesi è che gli stessi Da Varano abbiano voluto rappresentare il loro stemma, il cane marino (detto in zoologia semplicemente Varano).

Il secondo stemma, collocato vicino al precedente, rappresenterebbe un giglio: insieme alla rosa, il giglio è il fiore maggiormente rappresentato negli stemmi poiché simbolo della casa reale di Francia dalla quale hanno avuto origine le tradizioni araldiche. Il motivo della presenza di un giglio sulla torre del cassero risiede nel passaggio, avvenuto nel 1502, di Camerino da signoria a ducato per opera di Cesare Borgia. Nel 1499 il duca Valentino era stato autorizzato da re Luigi XII ad utilizzare proprio lo stemma francese dopo essere stato accolto nell'ordine di San Michele.




**FIGURA 21** RICOSTRUZIONE DI DUE STEMMI POSTI SULLA TORRE, SMACK, STELIO CIATTAGLIA

Un'altra considerazione che è lecito fare sullo stato di conservazione dello stemma sopra descritto è che probabilmente furono gli stessi regnanti a volerne impedire il riconoscimento. Infatti, a partire dal 1515, Camerino tornava sotto il potere dei Da Varano: è possibile che sia uno dei molteplici esempi storici di *damnatio memoriae.*

L'ultimo stemma collocato sulla torre è situato a circa metà altezza ed è ancora oggi abbastanza conservato: esso rappresenta un leone in posizione rampante, così come si era soliti rappresentarlo negli stemmi nell'ultimo ventennio del XV secolo. La spiegazione della sua presenza non è banale, né totalmente chiara: è probabile un legame con la fazione guelfa, alla quale apparteneva la città di Camerino.

Le ultime considerazioni da porre sul Cassero riguardano il confronto di ciò che oggi vediamo e l'aspetto originario della torre: essendo una struttura difensiva, la sommità era sormontata da beccatelli e muretti, i quali avevano lo scopo di permettere difesa e attacco all'aperto. Inoltre, come testimoniano le fonti, sulla cima era presente un'ulteriore parte di forma cilindrica, chiamata *torrazzo*, ma abbattutto a seguito del sisma del 1799 poiché pericolante.

### 3.2.3. Il palazzo comunale

L'attuale Palazzo Municipale di Castelraimondo risulta da diversi interventi edificatori, a partire dalla seconda meta del 1873, anno della sua costruzione. Il Municipio va a interessare una zona dell'antico castrum, classificata come "piazzale della Porta del Cassero", ingresso originario distrutto a seguito di interventi urbanistici.

Infatti, il Palazzo è edificato lungo il perimetro della vecchia cinta muraria a ridosso della torre maestra, dall'Impresa Paolo Mochi di San Severino Marche su progetto dell'ingegnere Comunale di Matelica Domenico Piergentili.

Il progetto prevedeva la costruzione del palazzo sulla linea esterna delle mura castellane e la demolizione di casa Potenza, posta tra la Contrada di mezzo e la strada Potenza. L'edificio che vediamo oggi è quasi lo stesso previsto dal progetto originario: si sviluppa su tre piani, più un piano sottotetto che all'epoca non raggiungibile direttamente tramite scala fissa.

Il piano terra prevedeva un porticato con volte a crociera, il vano scala e l'Ufficio Postale; il piano primo e secondo dovevano servire per uffici, scuola ed abitazione del Segretario; il porticato oltre alle sue specifiche funzioni svolgeva anche quella di raccogliere, attraverso due arcate, la viabilità della Contrada di Mezzo e la strada Potenza.

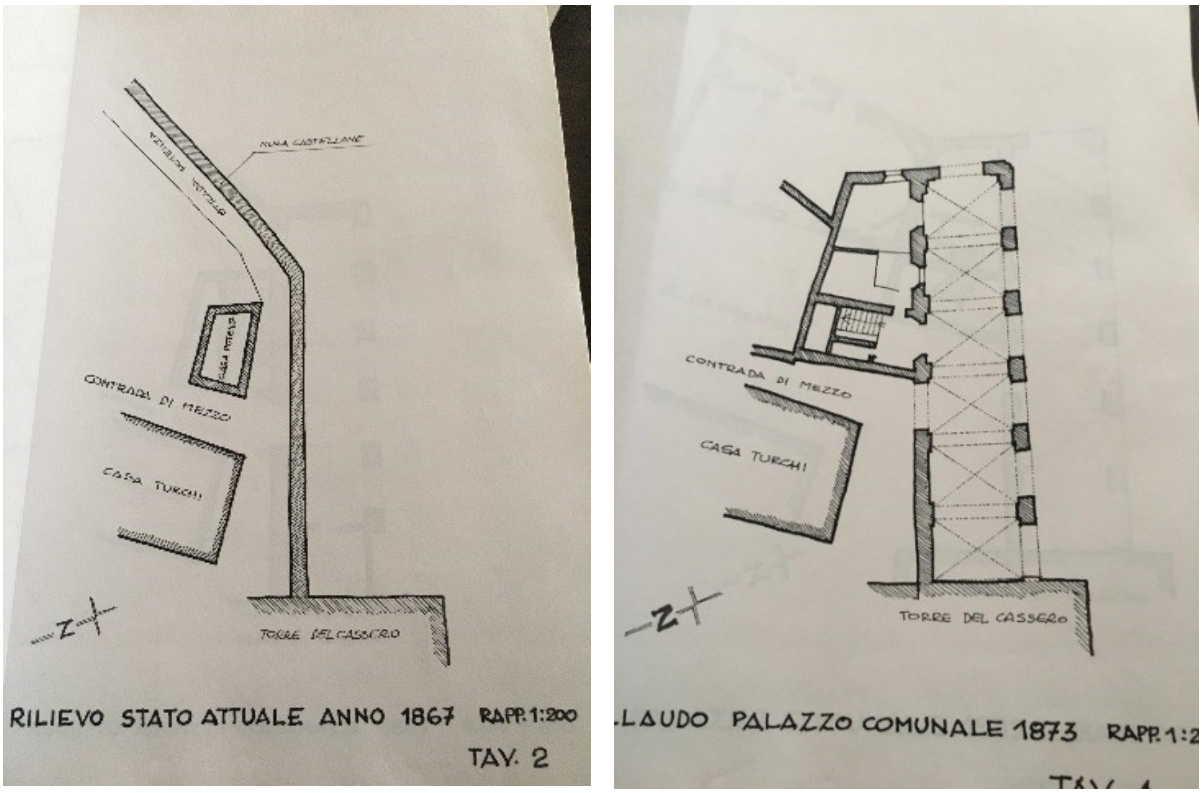



**FIGURA 22** RILIEVO DEL 1867 CON INDICAZIONE DELLE MURA CASTELLANE E PROGETTO DEL 1873

Nel corso dei lavori il progetto è stato modificato prevedendo un vano scala verso la vecchia contrada di mezzo, con una conseguente modifica planimetrica, spostando l'ingresso e ponendolo nel porticato e deviando strada Potenza.

La suddivisione interna attuale corrisponde a quella progettata al momento della costruzione: infatti gli spazi sopra il loggiato ospitavano ai piani primo e secondo una serie di uffici che corrispondono oggi ai locali dell'ex ufficio tecnico, attualmente spostato dopo il sisma del 2016.

Alla fine degli anni venti, su progetto del tecnico comunale Geom. Germano Fraboni, il Palazzo Municipale è stato ampliato verso nord-est (via Bottacchiari) per ricavare un teatrino al Piano Terra e al piano primo la casa del fascio. I lavori di ampliamento, che hanno allungato la preesistente forma ad "elle" dell'edificio, hanno parzialmente interessato anche i locali adiacenti la scala al fine di costruirne una seconda per rendere indipendente l'accesso al piano 1° della parte ampliata.

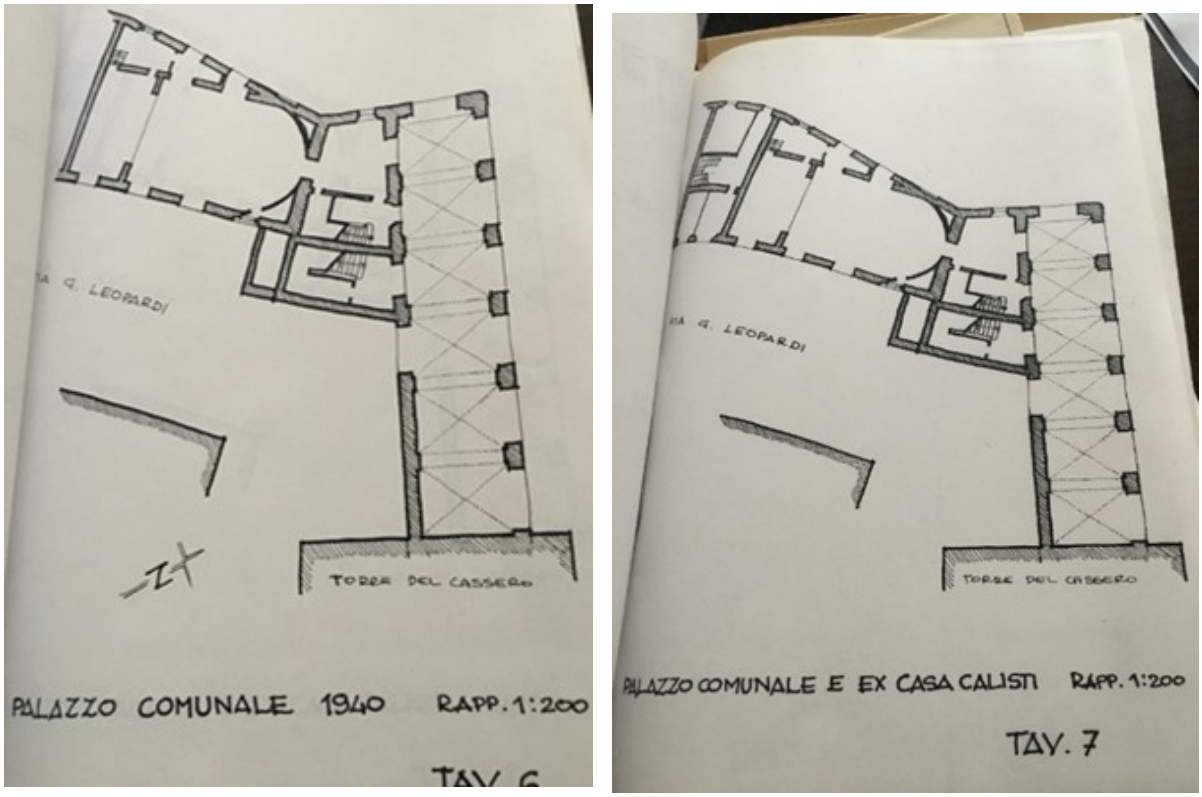



**FIGURA 23** SITUAZIONE DEL PALAZZO COMUNALE NEL 1940 E SITUAZIONE ATTUALE

Successivamente l'ampliamento degli anni venti del piano primo, l'edificio è stato destinato a Scuola per l'Avviamento Professionale Statale a tipo Agrario Maschile e Industriale Femminile; soppressa intorno agli inizi degli anni sessanta, con l'entrata in vigore della Scuola Media unificata, il piano primo è stato ristrutturato destinando gli spazi per gli uffici del Comune, in particolare per la realizzazione della sala consiliare. Negli stessi anni i lavori hanno contemplato anche la chiusura orizzontale del piano di vano della scala di accesso alla ex scuola professionale ripristinando la distribuzione dei vani originali.

Agli inizi degli anni quaranta il vano scala principale è stato oggetto di un intervento di consolidamento, per ragioni di instabilità della parete a nord, dovuta alla presenza di scoli di acque luride utilizzate dalle case, nessuna delle quali possedeva un gabinetto all'interno.

Questo modesto ampliamento, identificabile come superfetazione, si è sviluppato verticalmente su tre piani, ospitando, con accesso dal vano scala, un gabinetto e un modesto ufficio.

Agli inizi degli anni ottanta il Palazzo Municipale, su progetto degli architetti Ciccoloni e Frezzi, è stato oggetto di interventi di ristrutturazione limitati al piano secondo ed al sottotetto. Questi interventi hanno avuto oggetto il consolidamento del solaio di calpestio del piano secondo e del piano sottotetto e recupero dei volumi.

Alla fine degli anni ottanta, su progetto dell'Architetto Giorgi, è stata costruita la pavimentazione del porticato, che era fino al quel momento ancora di battuto di cemento, ed è stato effettuato il collegamento del piano mezzanino alla scala principale al fine di agevolare il rapporto tra Ufficio di Polizia Municipale con il resto degli uffici comunali.

### 3.2.4. Danni e interventi post sisma del '97: il palazzo comunale

A seguito del sisma del '97, il quale ha investito l'Umbria e le Marche portando episodi molto noti quale il crollo della Basilica di Francesco d'Assisi, il comune di Castelraimondo ha effettuato nel 1999 un rilievo dei danni presenti sul palazzo comunale. A quanto risulta dai documenti pervenuti, la torre del Cassero si trovava in uno stato di conservazione trascurato e sono stati predisposti interventi di restauro, ma non vi è traccia di interventi a seguito di danni sismici.

Si sottolinea che il palazzo comunale, come derivava dal progetto successivo al 1940, presentava una forma a "elle" non regolare, già sufficiente a predisporlo a danni sismici. Inoltre l'edificio, nella parte in adiacenza al Cassero, non presentava (e non presenta tutt'ora) una scatola muraria chiusa.

Come sottolineato all'inizio del presente lavoro, il comportamento di un edificio in muratura è molto influenzato dall'organizzazione strutturale globale e dall'ammorsamento tra le pareti ortogonali. Per tanto, è chiaro che alcuni degli interventi pensati a seguito del sisma del '97 hanno tentato di correggere questa carenza progettuale.

I danni evidenziati erano presenti soprattutto sull'edificio in adiacenza alla torre posto sopra il portico. In generale le lesioni interessavano il vano scala, risultante da un'aggiunta progettuale e, come è possibile vedere dall'esterno, di tessitura molto irregolare rispetto al resto dell'edificio. Un altro danno evidenziato in tutto l'edificio era relativo a lesioni sugli architravi sopra a porte e finestre, e in tutti quei punti della muratura indeboliti dalla presenza di nicchie. Ulteriori tipi di danni erano relativi a lesioni su soffitti voltati, in quanto lo spazio tra le volte e i solai sovrastanti non erano rinforzati, oppure a presenza diffusa di umidità su tutta la parete della torre a contatto con il comune e sull'edificio più a nord est (ex casa Calisti).

Si è scelto di evidenziare in rosso i danni sulle tavole fornite dall'ufficio tecnico comunale per chiarezza grafica: si riporta la planimetria relativa al piano primo, la quale presenta la maggior parte dei danni, e si lasciano in allegato le restanti.

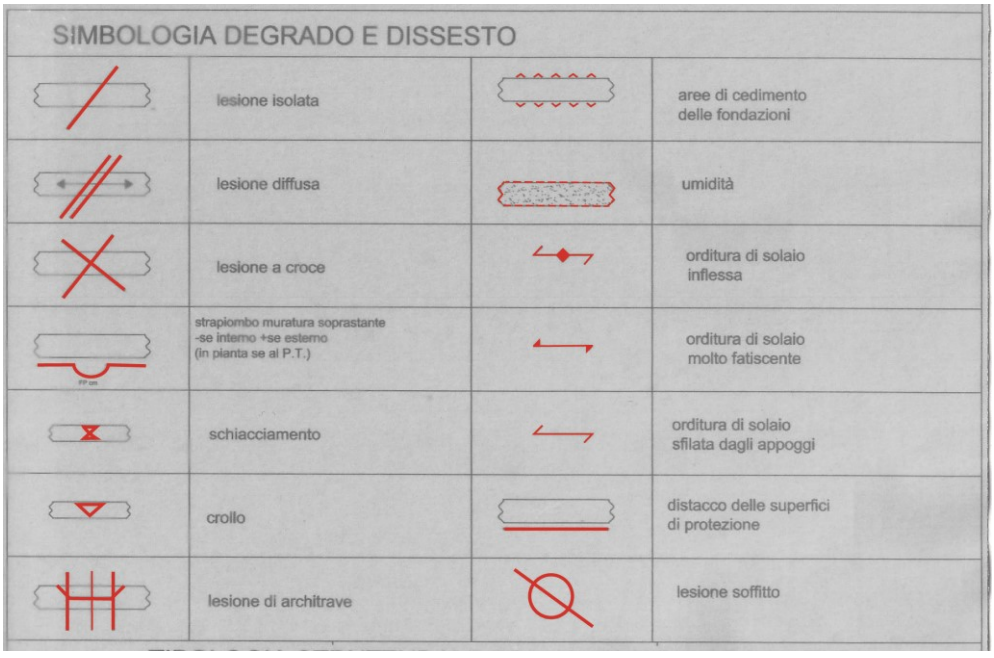



**FIGURA 24** LEGENDA DISSESTI POST SISMA '97




**FIGURA 25** TAVOLA R3: DISSESTI PRESENTI AL PIANO PRIMO A SEGUITO DEL SISMA DEL '97 (CICCOLONI, GIORGI, GRISOSTOMI, UFFICIO TECNICO)

Dalla relazione statica e dalle tavole degli interventi fornite, risulta che a seguito dei danni rilevati sono stati predisposti interventi sia sulle murature che sui solai.

Nello specifico sono stati predisposte *iniezioni diffuse di calce idraulica* sulle pareti del vano scala, *scusi cuci* della muratura nei punti in cui erano presenti lesioni e ricomposizione della muratura al fine di *riempire le nicchie* presenti nello spessore.

Nei punti in cui si era ritenuto necessario sono stati predisposte *catene metalliche* al fine di evitare ribaltamenti verso l'esterno delle pareti, soprattutto per quanto riguarda l'edificio principale che non presentava un comportamento scatolare.

La maggior parte dei solai del palazzo comunale era costituito da travi di legno a ordito singolo o voltine in laterizio e travi metalliche. Per gli orizzontamenti con travi in legno ne sono state aggiunte di nuove, limitando così l'interasse originale e quindi il carico su ogni trave, e ancorando quelle esistenti alla muratura, al fine di evitarne lo sfilamento. Per gli orizzontamenti con travi in metallo, quest'ultime sono state affiancate da nuove piastre metalliche.

Quello che risulta dalle stratigrafie degli interventi e poi rilevato dalle indagini dal comune eseguite nel 2020, è l'irrigidimento dei solai con solette in calcestruzzo armato (almeno con presenza di rete elettrosaldata) di vario spessore e l'inserimento in copertura di cordoli in cemento armato.

Come già anticipato, una serie di interventi post sisma hanno interessato l'interfaccia tra il palazzo comunale e il Cassero. L'intervento ha previsto il posizionamento di una controventatura in acciaio in sostituzione della parete mancante del palazzo comunale.

Il controvento presenta una struttura metallica con profili HEA200 per elementi orizzontali e verticali e elementi angolari posti a croce come controventi. L'attacco alla muratura del palazzo comunale è stato effettuato con collegamento passante attraverso barre filettate e piastre (visibili in facciata). L'attacco alla parete muraria della torre è stato effettuato in modo puntuale solo su due punti con barre filettate non passanti (PART. 1 nella tavola).

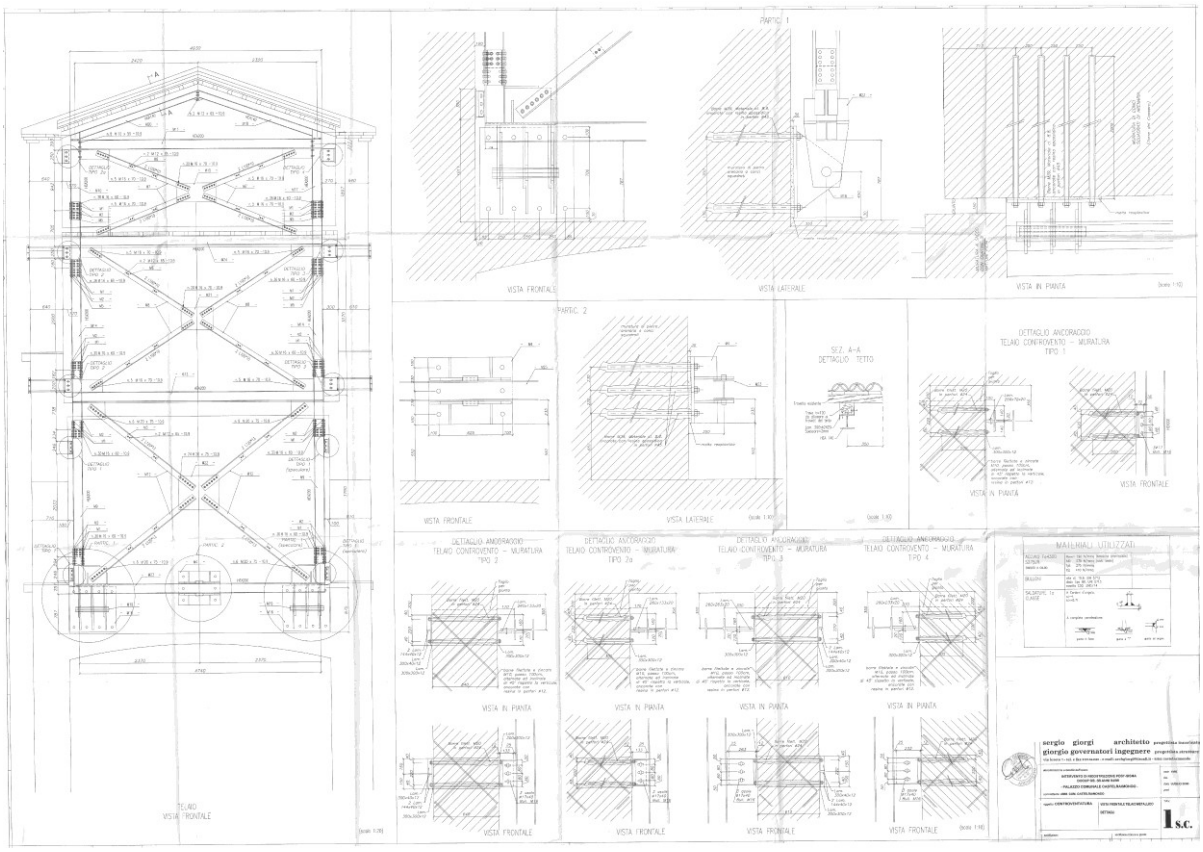


**FIGURA 26** TAVOLA COMPLESSIVA DELL'INTERVENTO DI CONTROVENTATURA, 1999 (GIORGI, GOVERNATORI, UFFICIO TECNICO)

### 3.2.5. Restauri della torre (1999)

In contemporanea ai rilievi e interventi effettuati sul palazzo comunale a seguito del sisma del 1997, il comune di Castelraimondo ha indagato lo stato di conservazione del Cassero. La relazione fornita illustra le metodologie e gli obiettivi di indagine perseguiti:

- Identificare, sotto l'aspetto petrografico e geologico, il tipo di pietra presente per una migliore conoscenza storica del Cassero;
- Individuazione delle cause e dei processi di degradazione in atto e valutare lo stato di conservazione dei materiali indagati, con particolare attenzione alle loro caratteristiche fisiche nello stato attuale;
- Sulle base delle situazioni e del complesso dei dati ricavati, definire gli interventi conservativi necessari e i prodotti idonei ai trattamenti.

Per le analisi sono stati prelevati cinque campioni di pietra da varie parti del basamento della torre e due campioni di malta di cui sono state osservate:

- Consistenza e aspetto superficiale tramite stereomicroscopio;
- Composizione mineralogica attraverso la diffrattometria a raggi X;
- Caratteristiche strutturali della pietra per una classificazione petrografica e eventuali modifiche indotte da fenomeni di degradazione, come aumento di porosità, fenomeni di decoesione, formazione di microfessure ecc.;
- Analisi dei componenti dei depositi superficiali tramite SEM.

Le indagini presentate avevano mostrato la natura prevalentemente silicatica della roccia, con scarsità di cemento naturale tra i grani. Inoltre lo studio dei campioni in sezione sottile aveva confermato l'esistenza dell'*arenaria*, così come da sempre ipotizzato.

I processi di degrado e i conseguenti stati di conservazione erano legati all'elevata microporosità, accentuata dalla presenza di microfessure: ciò aumenta l'incidenza di quei fenomeni chimici-fisici di degrado indotti dall'assorbimento e dalla veicolazione dell'acqua nelle strutture. La prima causa dei fenomeni di degrado è la *pioggia battente*, veicolo per il trasporto e quindi il deposito di sali nell'arenaria, e ambiente favorevole ai procedimenti chimici che trasformano i silico-alluminati in minerali argillosi, meno resistenti dal punto di vista meccanico.

La degradazione dell'arenaria era quindi legata a processi naturali, che hanno portato anche alla formazione di licheni "crostosi" bianchi e gialli che aderiscono al substrato e in alcuni casi a fenomeni di pitting (scarpa lato stazione ferroviaria). Nella Traversa del Cassero, zona con elevata presenza di umidità, era stata evidenziata la presenza di muschi.

Era stato altresì evidenziato che nella parte del basamento della torre sono presenti conci di arenaria con grana nettamente più grossolana, a testimonianza di uno o più interventi effettuati nel corso della storia.

A seguito delle analisi effettuati erano stati poi effettuati una serie di interventi, che hanno portato il Cassero all'aspetto attuale.

- Operazioni di *protezione superficiale* con idrorepellente per i conci di arenaria a grana fine non interessati da fenomeni evidenti di degradazione;
- Operazioni di *consolidamento* e successiva *pulitura* sul fronte scarpa per eliminare depositi di guano di uccelli e acque percolanti da effettuarsi con spazzole rigide e soluzioni di ammoniaca;
- Operazioni *strutturali* per operare un ricollegamento di frammenti e parti distaccate tramite resina epossidica;
- Stuccature, integrazioni e applicazione di nuove malte con stilatura dei giunti.

Si riportano foto, effettuate tramite drone, dello stato di fatto del paramento della torre in cui è possibile vedere gli interventi di stuccatura dei giunti sui paramenti e lo stato attuale della base a scarpa.

Parte della condizione descritta a seguito delle indagini del 1999 si ripresenta tutt'ora nel basamento della torre, con colorazione scura e presenza di degradi.



**FIGURA 27** BASAMENTO DELLA TORRE, ANGOLO NORD EST



**FIGURA 28** BASAMENTO DELLA TORRE, PROSPETTO OVEST



**FIGURA 29** CORPO CENTRALE DELLA TORRE, PROSPETTO SUD



**FIGURA 30** CORPO CENTRALE DELLA TORRE, PROSPETTO OVEST

## 3.3. RILIEVO GEOMETRICO E DEL QUADRO FESSURATIVO

Alla fase di ricerca storico-critica è seguita la fase di rilievo geometrico e strutturale. Data la grandezza del complesso e l'altezza della torre, si è proceduto al rilievo tramite laser scanner all'esterno e rilievo fotogrammetrico tramite drone.

Essendo l'edificio inagibile a seguito degli eventi sismici del 2016, non è stato possibile effettuare un rilievo laser dell'interno: per tutto l'interno ci si è riferiti al materiale fornito dall'ufficio tecnico comunale.

Il *rilievo* effettuato tramite *laser scanner* permette di avere un risultato ottimo, se paragonato agli errori possibili con rilievo manuale. Tale procedimento permette di conoscere la posizione nello spazio di un elevato numero di punti in poco tempo: durante l'acquisizione lo strumento archivia, per ciascun punto rilevato, la distanza calcolata e gli angoli orizzontale e verticale in base alla posizione del corpo e del laser. Oltre a queste informazioni, viene acquisito anche il valore di riflettanza della superficie colpita dal laser che sarà tanto più alto quanto la superficie tenderà al colore bianco. Inoltre sul laser è montata una fotocamera digitale che permette l'acquisizione di foto a 360 gradi: da tutte le informazioni ottenute viene generata una nuvola di punti.

Dalla nuvola di punti è possibile ottenere informazioni geometriche precise, ma la qualità della texture risultante è bassa in quanto la nuvola di punti presenta, per sua natura, dei vuoti. Inoltre la scansione laser viene effettuata da terra e le parti di edificio in alto, comprese tutte le coperture, non vengono rilevate.

Per tale motivo al rilievo laser si affianca il *rilievo con drone,* che tramite processo fotogrammetrico restituisce una texture molto dettagliata. Il procedimento prevede la presa delle foto da fare perpendicolarmente alle superfici, in modo da coprirle integralmente, con una sovrapposizione teorica del 30% di ogni foto rispetto alla precedente. Oltre alle foto fatte in direzione perpendicolare alle superfici, vanno scattate anche foto che comprendano ad esempio le due superfici adiacenti di un edificio, in modo da avere la restituzione dell'angolo tra le due.

La nuvola risultante dal rilievo con drone viene raddrizzata prendendo a riferimento dei punti noti sulla nuvola laser, in modo da far combaciare tutte le informazioni ottenute. Il programma permette poi di aumentare la qualità del modello passando da *nuvola sparsa* a *nuvola densa* e in seguito da nuvola densa a *mesh con texture*.

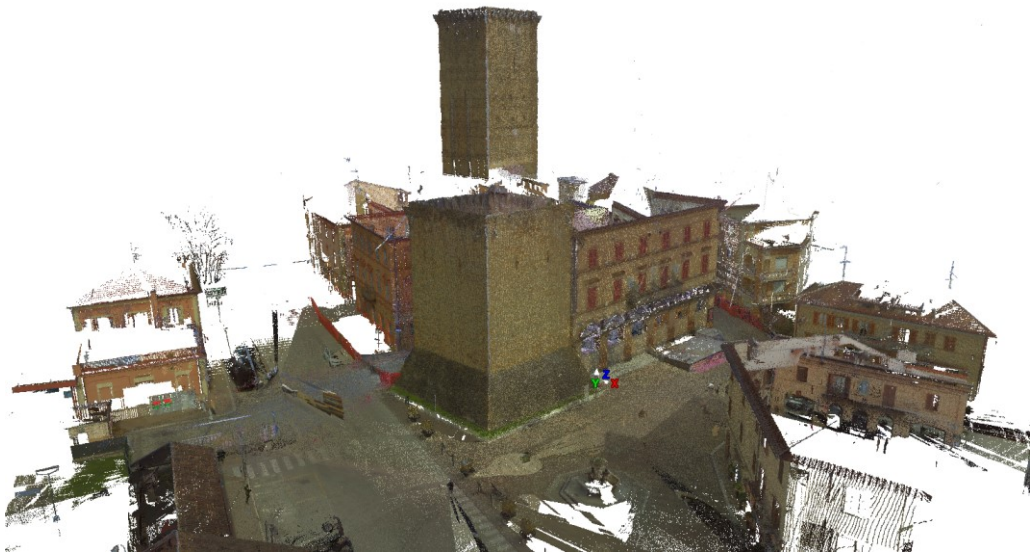


**FIGURA 31** NUVOLA DI PUNTI DAL RILIEVO LASER

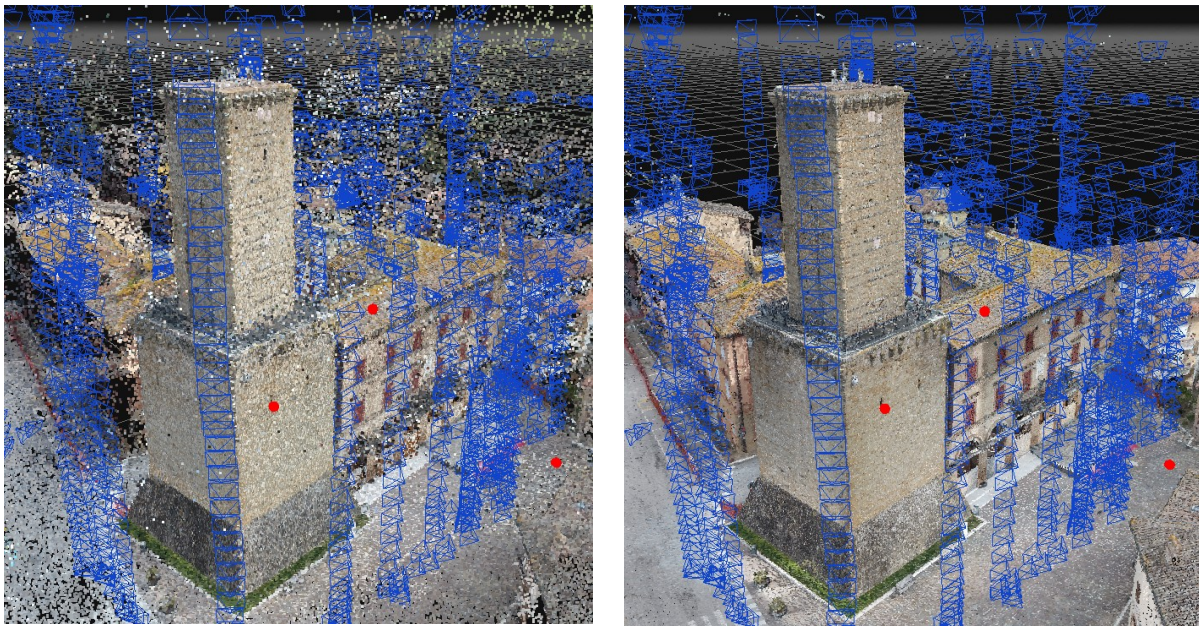


**FIGURA 32** RILIEVO CON DRONE: NUVOLA SPARSA E NUVOLA DENSA

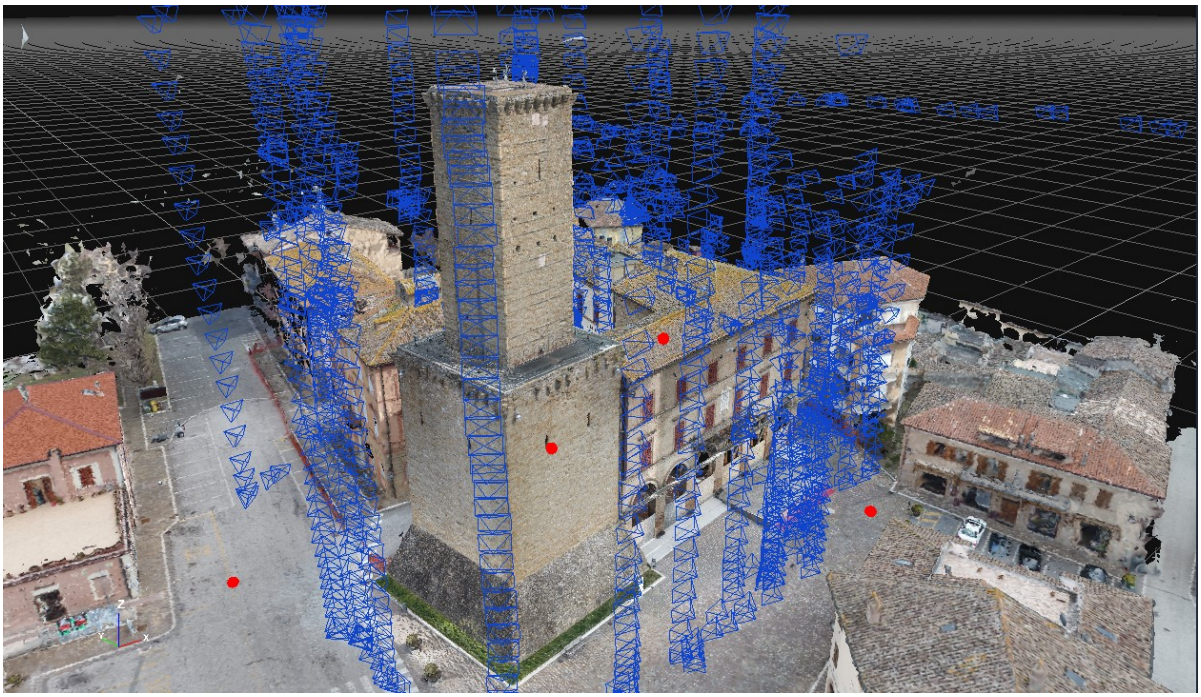
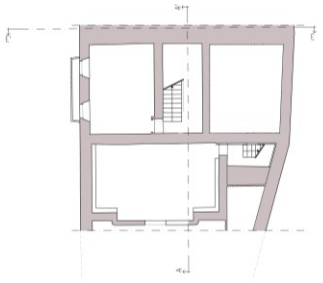


**FIGURA 33** RILIEVO CON DRONE: MESH FINALE CON TEXTURE

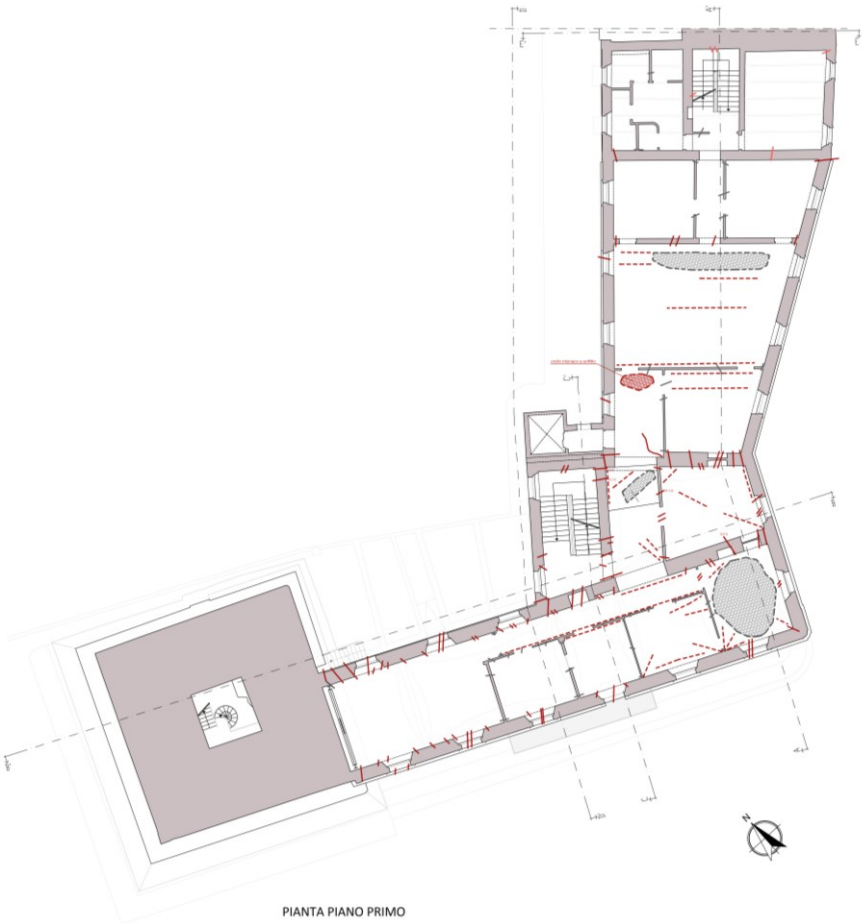
Dai modelli sopra descritti è stato restituito il rilievo, come sotto riportato.



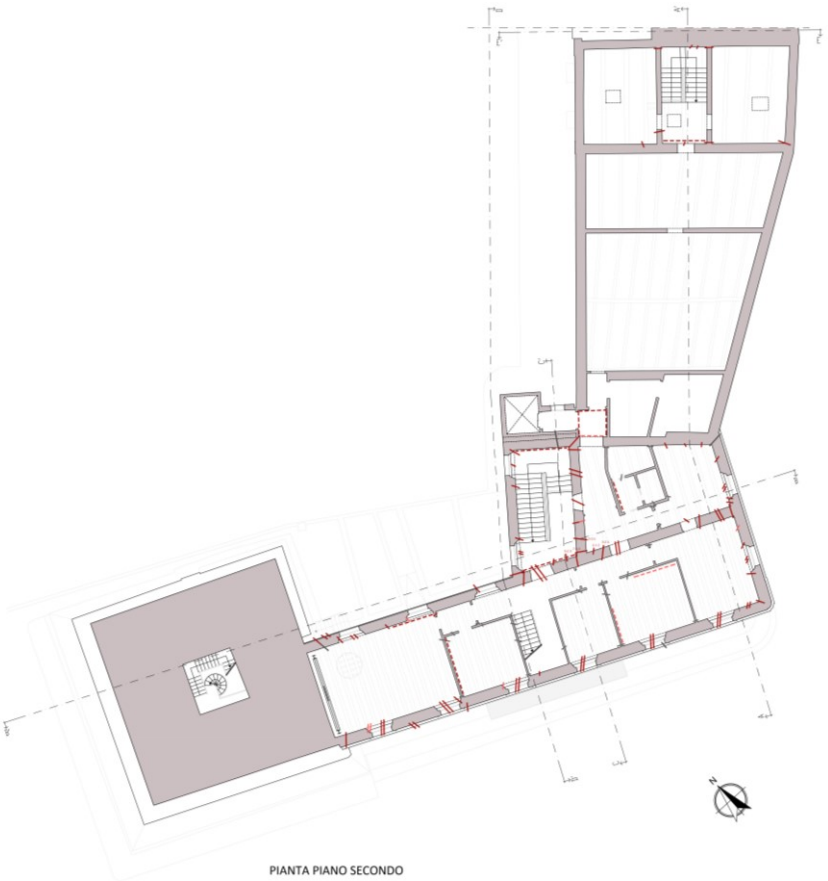
PIANTA PIANO INTERRATO



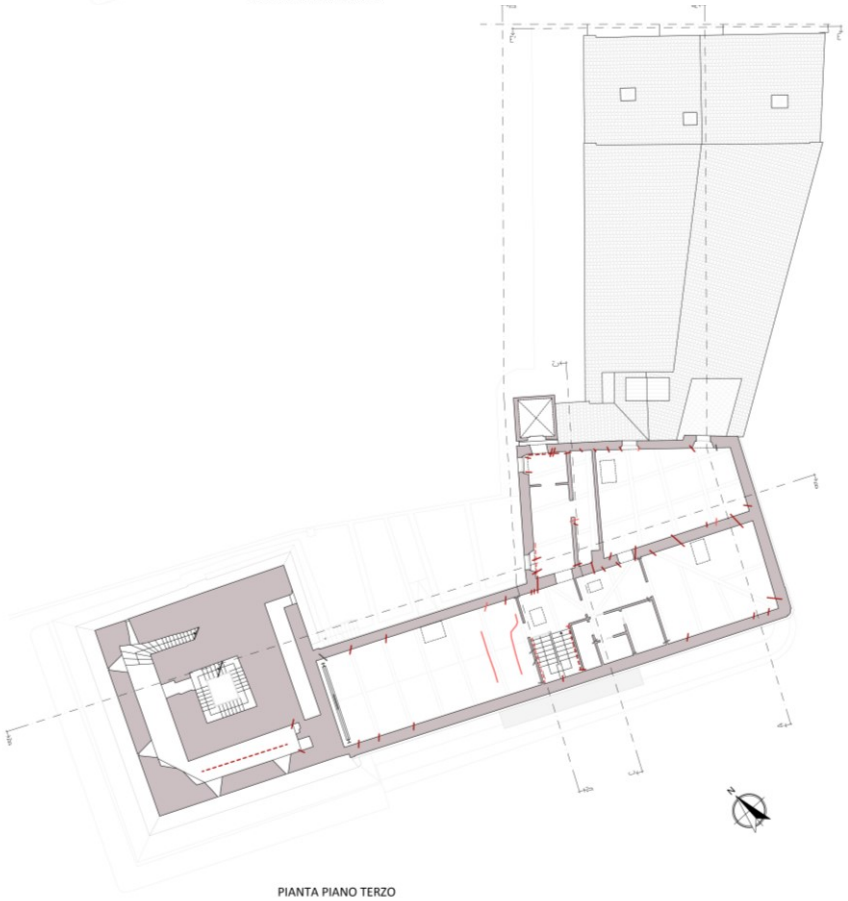
PIANTA PIANO TERRA



PIANTA PIANO PRIMO



PIANTA PIANO SECONDO



PIANTA PIANO TERZO

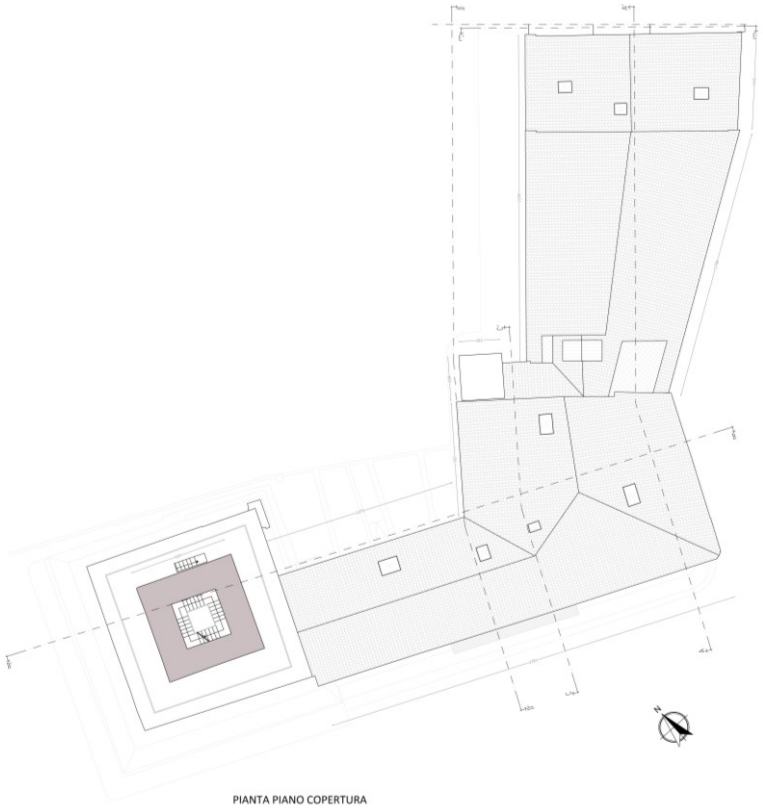



**FIGURA 34** PLANIMETRIE DELLO STATO DI FATTO

Come risulta dal rilievo, il complesso è costituito dal Cassero e dal palazzo municipale. La torre è costituita essenzialmente da 3 parti, per un'altezza totale di 38 metri: la base è di forma tronco piramidale con i lati più ampi di lunghezza circa 15 m e alta circa 4,7 m; la parte centrale, in adiacenza al palazzo comunale, è di forma regolare con lati di circa 11 m e altezza di circa 15 m; la parte terminale, molto più piccola della sottostante, presenta lati 6,5 m e altezza 18 m.

Il palazzo ex sede del comune è costituito da 3 edifici adiacenti tra loro, come risultati dei successivi ampliamenti.

L'edificio principale è composto da 3 piani a destinazione d'uso uffici e un sottotetto. Il secondo è sede del teatro comunale al piano terra e della sala consiliare al piano primo. Il terzo edificio (ex sede della polizia municipale) è formato da 3 piani e un piano interrato.

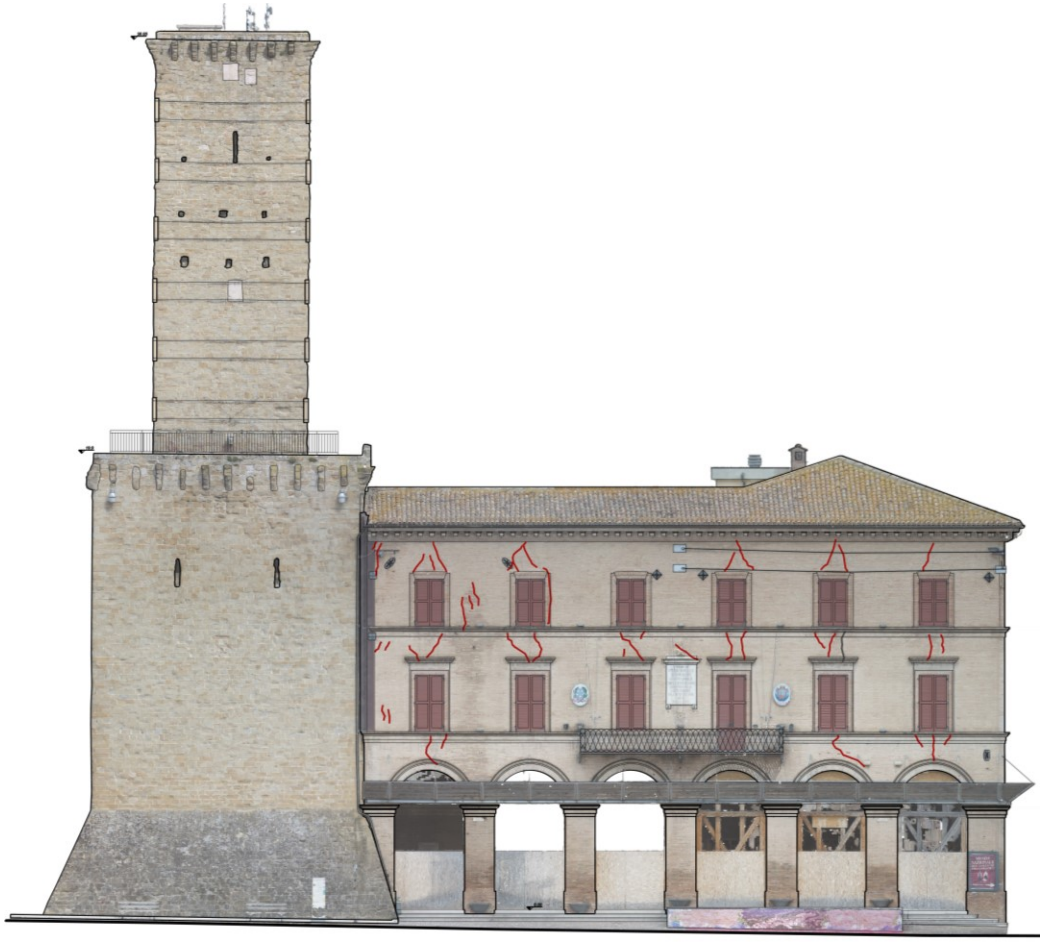


**FIGURA 35** PROSPETTO SUD

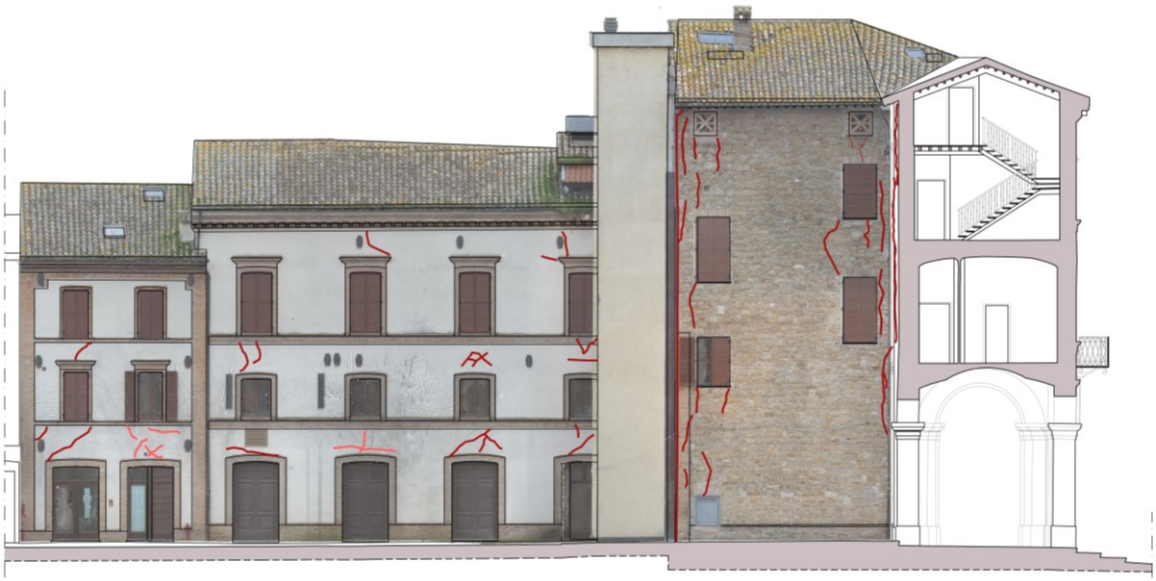


**FIGURA 36** SEZIONE D-D'

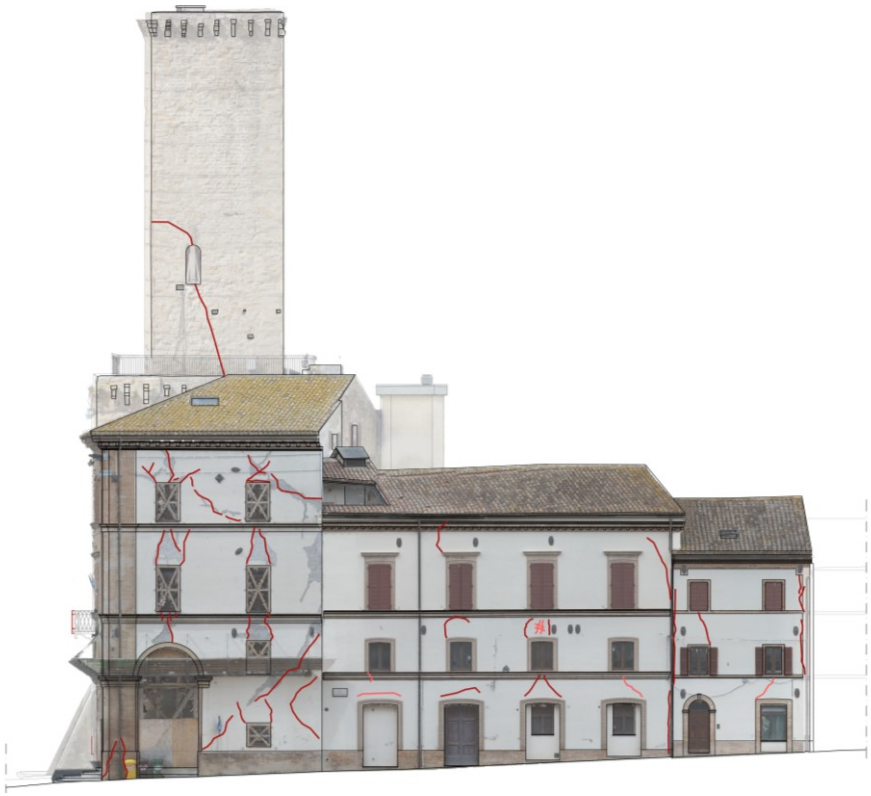


**FIGURA 37** PROSPETTO SUD-EST

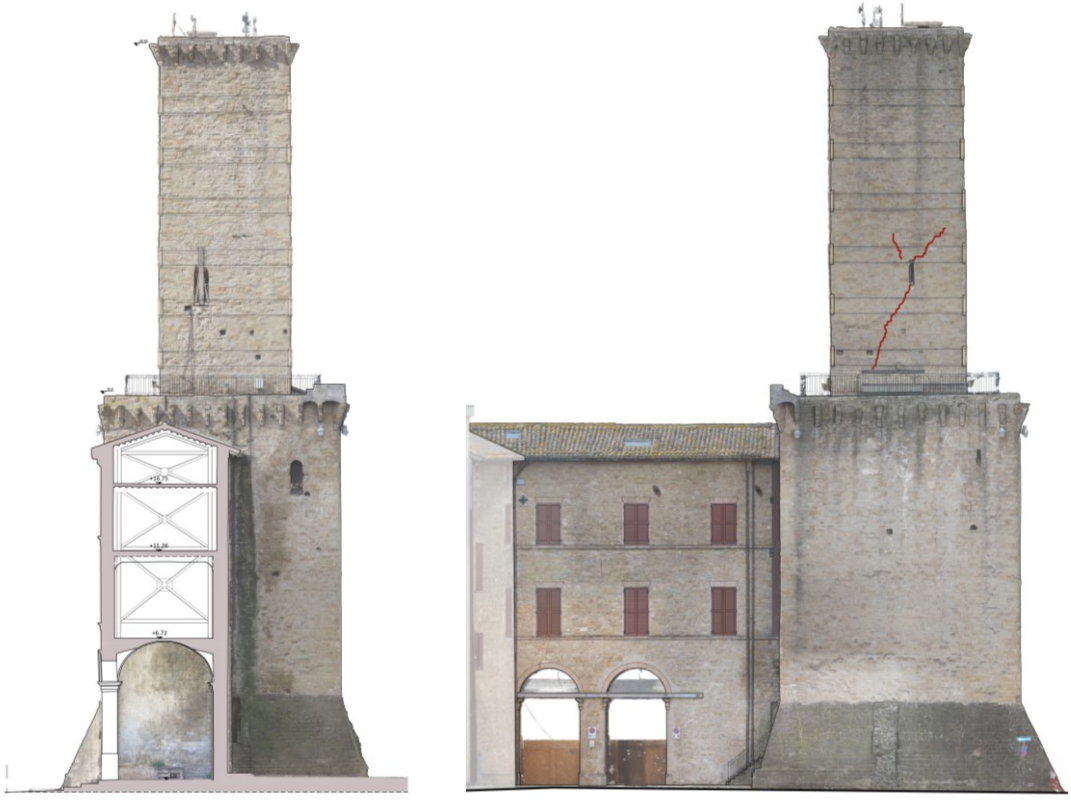


**FIGURA 38** SEZIONE L-L' , PROSPETTO NORD

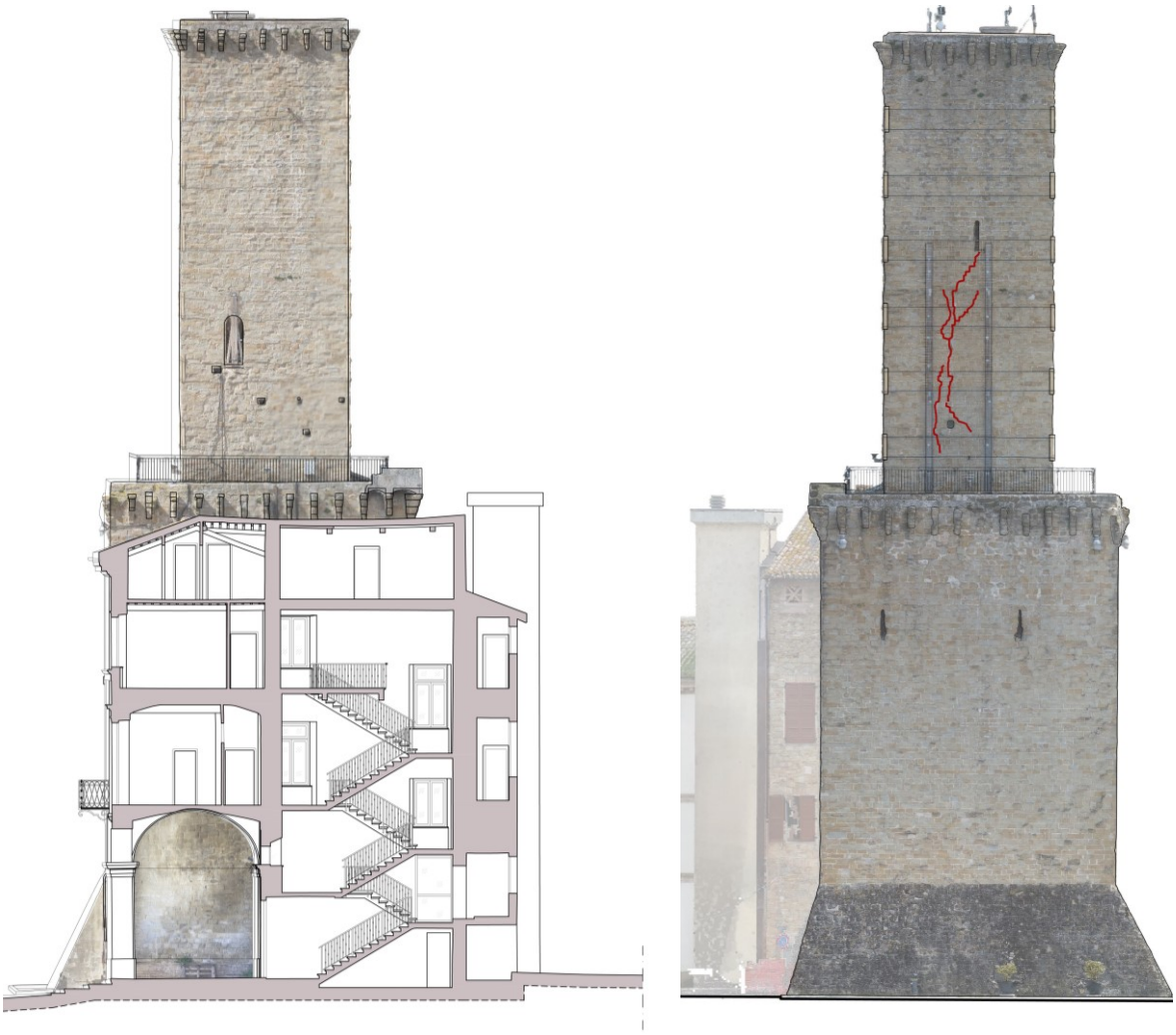


**FIGURA 39** SEZIONE C-C' , PROSPETTO OVEST

Dal rilievo effettuato con drone sono state ottenute le ortoimmagini dei vari prospetti, che sono state successivamente utilizzate come base per la costruzione del modello di analisi.

Infatti, per il tipo di analisi scelta, è necessaria la conoscenza precisa della tessitura muraria in esame.

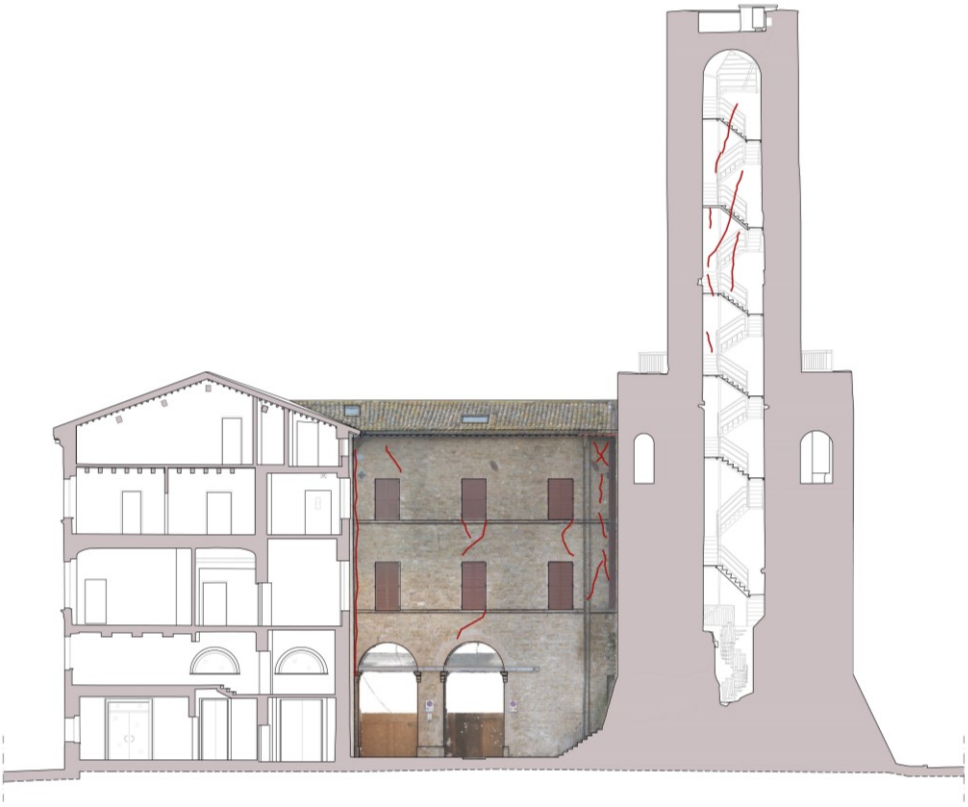


**FIGURA 40** SEZIONE B-B'



**FIGURA 41** SEZIONE A-A'

Il complesso risulta inagibile a seguito dell'ultimo sisma. Il rilievo dello stato di danno viene effettuato a livello visivo classificando le lesioni in base alla loro gravità, cioè all'ampiezza della lesione.

La situazione è quella di un *danno medio* (lesioni minori di 5 mm) generalizzato a quasi tutte le strutture portanti verticali dell'edificio ex sede del comune e ai soffitti voltati. Inoltre, in alcuni punti del prospetto principale e del vano scala sono presenti *danni gravi* (lesioni comprese tra 5 mm e 20 mm).

La torre presenta *danni lievi* (lesioni minori di 5 mm) a livello della galleria (quota 13 metri circa) in corrispondenza del solaio voltato e delle aperture sul paramento esterno.

Il danno peggiore risulta sulla parte alta della torre, con fessure passanti guidate dalla presenza delle bucature. In tale punto il danno è classificato come *gravissimo* (lesione maggiore di 20 mm).

Il rilievo del quadro fessurativo è stato riportato insieme a al rilievo geometrico, diversificando le lesioni in lievi (rosso chiaro) e gradi (rosso scuro).



**FIGURA 42** LESIONE PRESENTE SULLA PARTE ALTA DELLA TORRE

## 3.4. RILIEVO MATERICO E DEI DEGRADI

Nel percorso di conoscenza di un edificio esistente è importante definire le apparecchiature murarie presenti, infatti, come accennato in precedenza il comportamento di una struttura in muratura ne risente molto.

Per l'edificio in esame si presentano essenzialmente tre tipologie di apparecchiature murarie:

- *muratura in conci di arenaria*: la torre è costituita da una tessitura di conci in arenaria abbastanza regolare, tranne in alcuni punti in cui sono evidenti delle possibili chiusure o modifiche;
- *muratura in mattoni pieni e malta*: la maggior parte del palazzo comunale è costituito da una tessitura di mattoni pieni e malta, sebbene tutto l'edificio sul prospetto est sia coperto da intonaco e non faccia a vista si presume una tessitura regolare;
- *muratura mista con conci di pietra e mattoni:* il vano scala posto sul lato nord dell'edificio presenta una tessitura molto più disordinata del resto dell'edificio. Questo annesso risulta posteriore al progetto originale del 1873 e per tanto si presume sia stato successivamente aggiunto. È stato anche interessato da interventi sulla muratura dopo il sisma del 1997.



a) b) c)

**FIGURA 43** MURATURA IN CONCI DI ARENARIA (A), MURATURA IN MATTONI E MALTA (B), MURATURA MISTA CON CONCI DI PIETRA E MATTONI (C)

Oltre alle murature sono presente altri materiali derivanti dagli interventi prima descritti:

- *Controvento in acciaio* sull'interfaccia tra palazzo comunale e torre;
- *Catene metalliche* poste in vari punti del complesso;
- *Travi in legno* poste al di sotto dei solai;
- *Travi metalliche;*
- *Nucleo in cemento armato* per il vano ascensore;
- *Scalinate in cemento armato*.



**FIGURA 44** CONTROVENTO IN ACCIAIO IN ADIACENZA ALLA TORRE, TETTO CON STRUTTURA IN LEGNO

Insieme al rilievo materico si evidenzia, per la torre, lo stato di conservazione del paramento esterno. Come già affrontato nel 1999 dal comune di Castelraimondo, la base a scarpa della torre è soggetta a formazione di *degradi*.

I motivi risiedono nella conformazione inclinata, più soggetta del resto della struttura alla pioggia battente, e nella stratigrafia della muratura: alla base lo spessore murario è molto ampio, con probabile presenza di riempimento e terra, il quale trattiene più umidità rispetto al normale paramento murario. Tale considerazione è confermata dalle indagini fornite dall'ufficio tecnico comunale, che ha rilevato nel punto finale della scarpa un ampio strato di riempimento.

Dall'osservazione diretta del paramento murario si evidenziano efflorescenze, umidità permanente e fronti di risalita che rendono l'arenaria di colore scuro. Inoltre sul lato della

torre adiacente al palazzo sono presenti tracce di colature, probabilmente derivanti dal pluviale adiacente.



**FIGURA 45** PARAMENTO DELLA BASE A SCARPA (IN BASSO) CONFRONTATO CON QUELLO DELLA PARTE CENTRALE

## 3.5. INDAGINI

Nel corso del lavoro sono state forniti dall'ufficio tecnico comunale i risultati di un piano di indagini portato avanti nel 2019 – 2020 sul complesso in esame. I risultati ottenuti sono stati valutati e confrontati con i valori forniti dalla normativa (tabella C8.5.I) e sono stati scelti i valori più cautelativi.

Si ritiene comunque opportuno illustrare le procedure adottate nelle principali indagini e i risultati forniti.

- *Prova con martinetti piatti (singolo e doppio) secondo normativa ASTM C1197*

La prova con martinetti piatti è una prova debolmente distruttiva in quanto interessa una porzione limitata della struttura, ma può portare a rottura il materiale indagato. La procedura consiste nell'individuare dei punti di controllo sulla muratura e misurare la distanza relativa tra gli stessi. Si praticano in seguito degli intagli sul pannello murario in corrispondenza dei

giunti: di conseguenza la distanza tra i due punti di controllo dovrebbe diminuire a causa dei carichi presenti nella muratura.

Si inseriscono negli intagli i martinetti scarichi, viene prima effettuata la lettura iniziale e poi si inizia la messa in pressione con olio che esercita uno stato di sollecitazione monoassiale in direzione ortogonale al piano di posa dei mattoni, nella porzione di muratura compresa tra i due martinetti.

Dalla prova con martinetto singolo è possibile ricavare il grafico tensione deformazione e il valore dello stato tensionale di esercizio nella muratura. Utilizzando invece due martinetti è possibile ricavare il valore del modulo di elasticità assiale, del modulo di Poisson e, in caso di rottura della porzione in esame, il valore della resistenza della muratura.

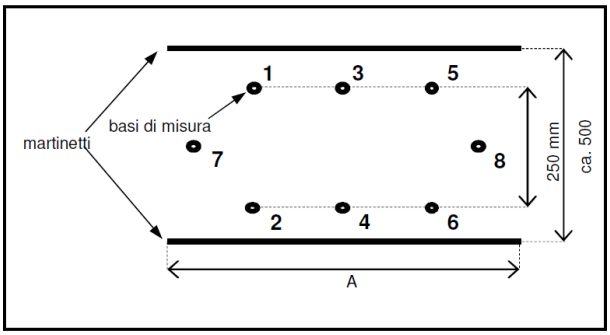



**FIGURA 46** SCHEMA DELLA PROVA CON MARTINETTI PIATTI DOPPI



**FIGURA 47** DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DI UNA PROVA CON MARTINETTI DOPPI

- *Endoscopia secondo la norma UNI EN 13018 e linee guida ReLUIS 2015*

La prova endoscopica permette di determinare la stratigrafia e stato di conservazione di una parete o di un solaio. La prova consiste nell'asportare una porzione di intonaco dalla parte interessata ed eseguire microcarotaggi. In eseguito si esegue la pulizia del foro e si introduco l'endoscopio, uno strumento dotato di videocamera, al fine di definire la stratigrafia della parte interessata.

- *Prova penetrometrica su giunto di malta secondo la norma ASTM C803*

La prova penetrometrica permette di valutare la resistenza di un materiale, visto il legame inversamente proporzionale tra penetrazione dello strumento e resistenza a compressione. Il procedimento consiste nell'inserire su un giunto di malta uno strumento in acciaio attraverso una molla, che scarica sullo "spillo" una forza di 108 NM. Una volta pulito il foro è possibile misurare la profondità di penetrazione e quindi effettuare la stima della resistenza.

| | | | Doppi | | | Singolo |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Prova** | **Codice** | **Luogo** | **E (N/mm²)** | **f (res muratura) (N/mm²)** | **v** | **fm (N/mm²)** |
| Martinetti | MPD1 | Torre (ingresso) | 42969 | 4.73 | 0 | 2.48 |
| | MPD2 | Edificio (piano terra scale) | 4834 | 1.8 | 0 | 0.27 |
| | MPD3 | Edificio (piano terra) | 1663 | 1.8 | 0.57 | 1.49 |
| | MPD4 | Edificio (piano mezzanino) | 2591 | 1.55 | 1.09 | 0.89 |
| | MPD5 | Torre (piano primo) | 20354 | 2.06 | 0 | 1.54 |
| | MPD6 | Torre (quota prima terrazza) | 3966 | 4.73 | 0 | 1.55 |

| **Prova** | **Codice** | **Luogo** | **Resistenza malta (N/mm²)** |
|---|---|---|---|
| Prova penetrometrica su giunto di malta | MPT1 | Torre ingresso | 23.1 |
| | MPT3 | Edificio, piano mezzanino | < 0,7 |
| | MPT5 | Edificio, piano primo, vano scale | 10.2 |
| | MPT6 | Edificio, piano primo, uffici | < 0,7 |
| | MPT7 | Edificio, piano secondo, scale | < 0,7 |
| | MPT8 | Torre galleria | 22.5 |

| Prova | Codice | Luogo | Strato | Spessore (mm) |
|---|---|---|---|---|
| Stratigrafia | V1 | Colonna porticato | Muratura in laterizio | 870 |
| | V2 | Edificio, piano terra, dietro palco | intonaco | 25 |
| | | | Muratura in laterizio | 145 |
| | | | Riempimento | 290 |
| | | | Muratura in laterizio | 145 |
| | | | intonaco | 25 |
| | V3 | Edificio, piano terra, dietro soppalco | intonaco | 30 |
| | | | Muratura in laterizio | 260 |
| | | | intonaco | 15 |
| | V4 | Edificio, piano terra, via bottacchiari | intonaco | 25 |
| | | | Muratura in laterizio | 140 |
| | | | Intercapedine | 350 |
| | | | Muratura | 495 |
| | V5 | Solaio piano terra-piano primo | pavimento | 20 |
| | | | soletta cls | 120 |
| | | | laterizio | 70 |
| | | | intonaco | 20 |
| | V6 | Edicio piano mezzanino via bottacchiari | intonaco | 10 |
| | | | Muratura in laterizio | 250 |
| | | | Intercapedine | 840 |
| | | | Muratura | 420 |
| | V7 | Solaio piano mezzanino (soppalco) | pavimento | 10 |
| | | | soletta cls | 210 |
| | | | ornamento gesso | 330 |
| | V8 | Torre - livello piano secondo | Muratura in pietra | 1860 |
| | | | terra | 340 |
| | V9 | Torre - quota galleria | Muratura in pietra | 1800 |
| | V10 | Torre - Volta galleria torre | Muratura in pietra | 480 |
| | | | Riempimento | 520 |
| | V11 | Edificio - solaio pianerottolo scala | pavimento | 20 |
| | | | soletta cls | 160 |
| | | | intonaco | 20 |

Tra i risultati principali della campagna di indagini si riscontrano le stratigrafie dei solai, come indicato nella precedente tabella, a seguito degli interventi effettuati dopo il sisma del 1997.

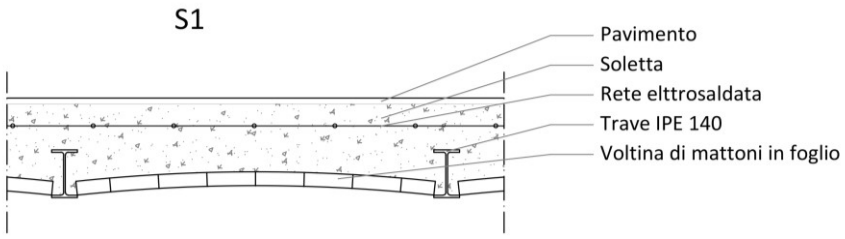



**FIGURA 48** SOLAIO TIPO S1 (EX CASA CALISTI)

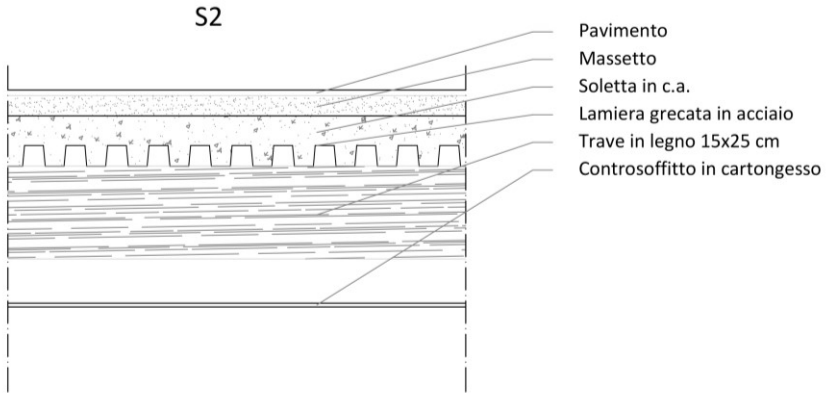



**FIGURA 49** SOLAIO TIPO S2 (PIANO MEZZANINO, INGRESSO TEATRO)

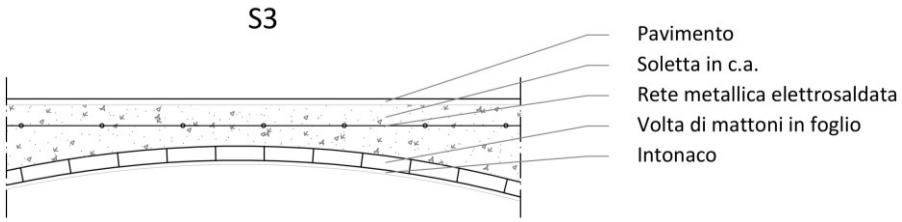



**FIGURA 50** SOLAIO TIPO S3 (PIANO PRIMO, SOPRA LOGGIATO)

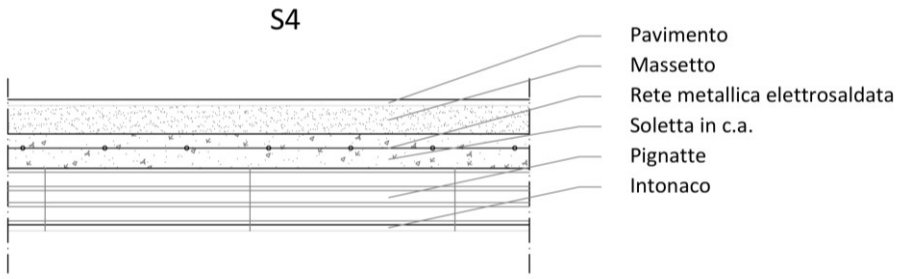



**FIGURA 51** SOLAIO TIPO S4 (PIANO PRIMO, SOPRA TEATRO)

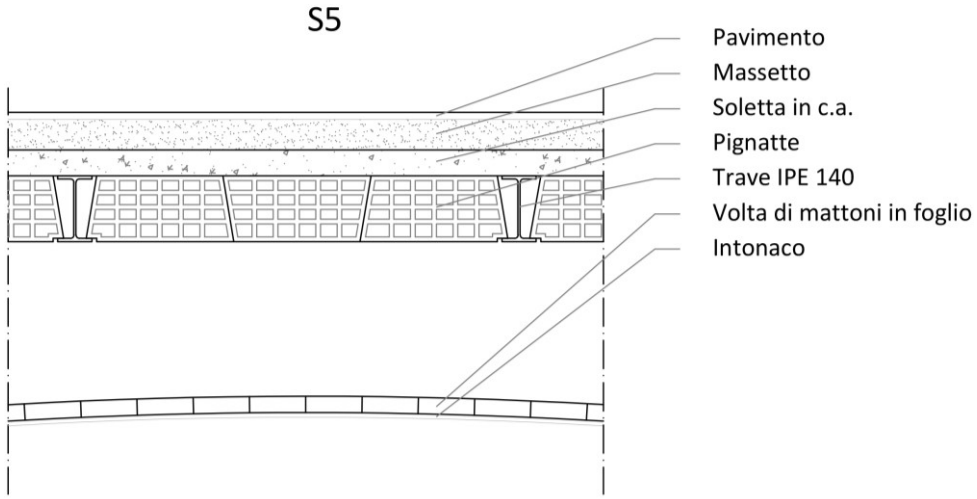



**FIGURA 52** SOLAIO TIPO S5 (PIANO SECONDO, SOPRA TEATRO)

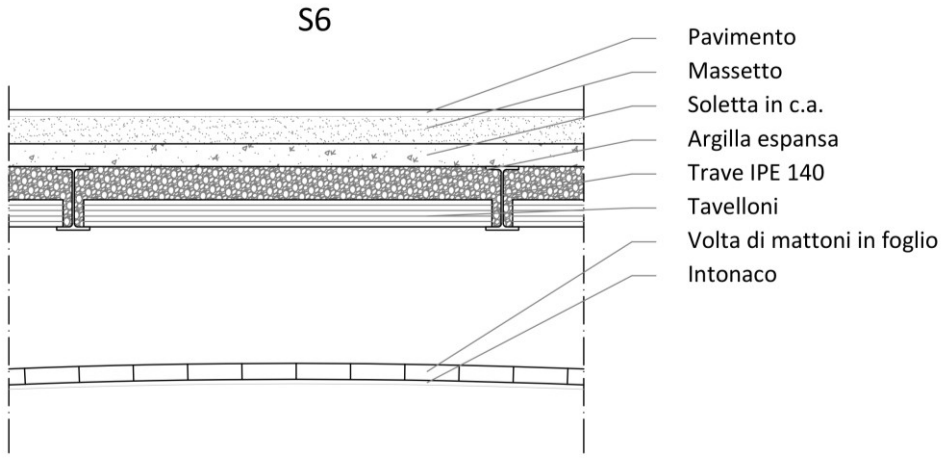



**FIGURA 53** SOLAIO TIPO S6 (PIANO SECONDO, SOPRA LOGGIATO)

## 3.6. IPOTESI DI RICOSTRUZIONE DEI MERLI DEL CASSERO

L'origine della torre oggetto di studio porta a delle considerazioni sulla tipologia costruttiva del castrum in relazione all'aspetto odierno della costruzione.

Il *castrum*, termine di origine romana a indicazione di un accampamento, è utilizzato fino in epoca medievale per indicare un *luogo fortificato*, con o senza abitazioni al suo interno. La fortificazione medievale presenta generalmente un *nucleo centrale* circondato da *cinta muraria* e una *serie di torri*.

A partire dalla metà del XIII secolo sulla cinta muraria e sulle torri iniziano a comparire annessi costituenti *l'apparato a sporgere*: un sistema formato da beccatelli, caditoie e merli che permetteva un attacco e una difesa più sicuri.

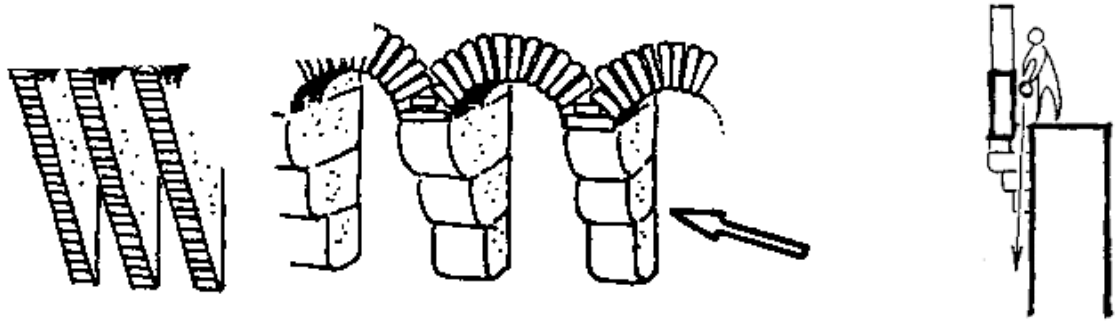


**FIGURA 54** BECCATELLI E UTILIZZO DI CADITOIE E MERLATURE

Nel territorio controllato dai Da Varano si riscontrano frequentemente tipologie costruttive di merli "alla guelfa": la differenziazione tra tipologia *guelfa*, di forma rettangolare, e *ghibellina*, o bifida, è collegata più alla tradizione costruttiva della zona che alla fazione appoggiata dal castrum.

La ricostruzione di un edificio di epoca medievale parzialmente crollato o modificato non è immediata per mancanza di fonti attendibili, ma è possibile ricondursi ad edifici vicino simili per geometria o sistema costruttivo. Nella zona di nostro interesse sono molteplici gli esempi che è possibile riportare, i quali mostrano una tessitura muraria simile a quella del Cassero e presenza di merli.



**FIGURA 55** ROCCA D'AJELLO, FACENTE PARTE DEL SISTEMA DIFENSIVO DELL'INTAGLIATA

L’assenza dell’apparato a sporgere in una torre medievale non è una prova della sua effettiva non presenza nel progetto originario: è questa una delle parti di una torre più soggetta a crolli e deterioramento.



**FIGURA 56** ROCCA VARANO



**FIGURA 57** CASTELLO DI LANCIANO, FACENTE PARTE DEL SISTEMA DELL'INTAGLIATA

Come testimoniato dai numerosi esempi di costruzione difensive della zona, le quali sono tutte dovute alla famiglia dei Da Varano, la merlatura di tipo guelfo era quasi sempre presente.

La torre del castello della frazione di Montalto a Cessapalombo presenta inoltre molte delle caratteristiche del caso studio in esame: base a scarpa, aperture con arco a tutto sesto, tessitura regolare. In questo caso i merli hanno una dimensione importante se paragonati alla dimensione della torre, essendone presenti solo tre per ogni lato.

In tutte le costruzioni si evidenzia inoltre come la merlatura sia stata costruita per essere simmetrica secondo la mezzeria di ogni prospetto.



**FIGURA 58** CASTELLO DI MONTALTO DI CESSAPALOMBO, FACENTE PARTE DEL SISTEMA DELL'INTAGLIATA

Da queste considerazioni e dall'aspetto odierno della torre del Cassero si può concludere che in origine erano presenti beccatelli con merlature di tipo guelfo, di cui oggi rimane solo una traccia. Al fine di completare il quadro conoscitivo del manufatto si è ipotizzato l'aspetto che, probabilmente, avrebbe avuto in origine.

La ricostruzione di una merlatura senza traccia di quella originaria non è semplice: l'idea è quella di affidarsi alle proporzioni presenti su costruzioni ancora integre e contemporanee a quella in esame.



**FIGURA 59** TRACCIA DELL'APPARATO A SPORGERE SU LATO NORD EST DEL CASSERO

Bisogna notare che il Cassero, a differenza degli altri esempi riportati, presenta ancora oggi i beccatelli intatti.

La distanza tra un beccatello e l'altro è probabilmente data da necessità costruttive: come mostrato nell'immagine sovrastante, gli archetti in muratura sono sagomati da un unico concio di arenaria, il quale determina quindi dei limiti dimensionali.

Nei manufatti difensivi che presentano beccatelli e merli, solitamente il passo dei merli è determinato da quello dell'apparato sottostante in modo che, in caso di necessità, la caditoia servisse da punto di attacco e il merlo come elemento di difesa.

Inoltre, dalle foto effettuate tramite drone, è possibile vedere che lo spessore dei conci costituenti il muretto posto sopra gli archetti è minore dello spessore dei beccatelli. Nonostante lo spazio necessario all'utilizzo dell'apparato risulti ora riempito da materiale incoerente, è possibile concludere la presenza originaria di caditoie.

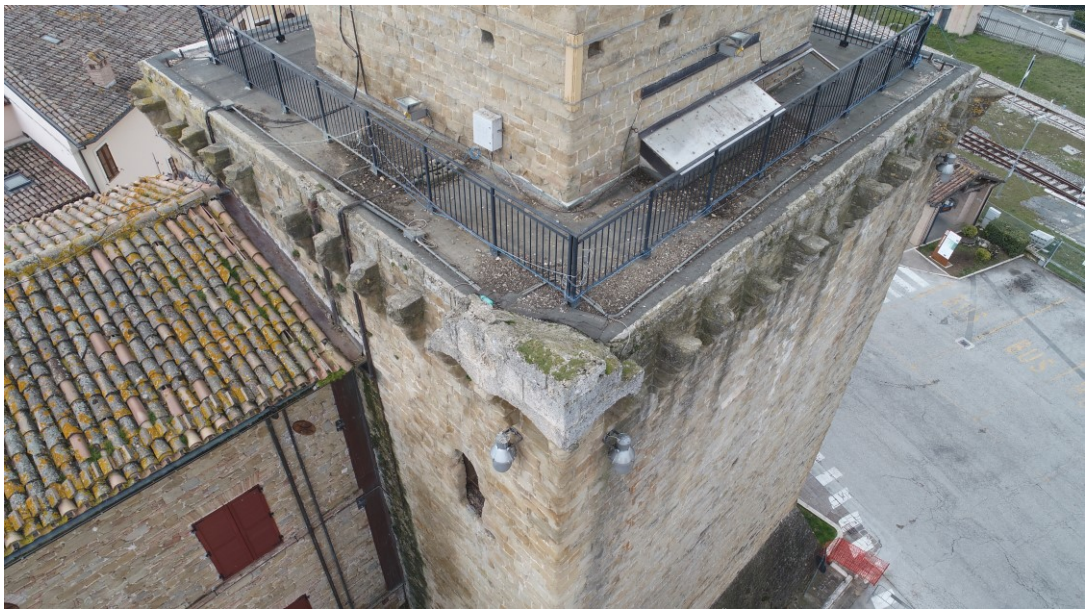


**FIGURA 60** FOTO DEI RESTI DI MERLATURA DALL'ALTO, LATO NORD EST

È possibile concludere che la dimensione di un merlo e il passo della merlatura dipendono quindi da molti fattori che sono diversi per ogni struttura, ma si può sicuramente affermare che l'altezza doveva essere almeno necessaria per coprire un uomo in piedi (circa 1,60 m).

Nel caso in esame si è ipotizzata una ricostruzione che tenesse conto di tutte le caratteristiche sopra descritte: passo dei beccatelli, simmetria in prospetto, dimensione adatta alla copertura di un uomo.

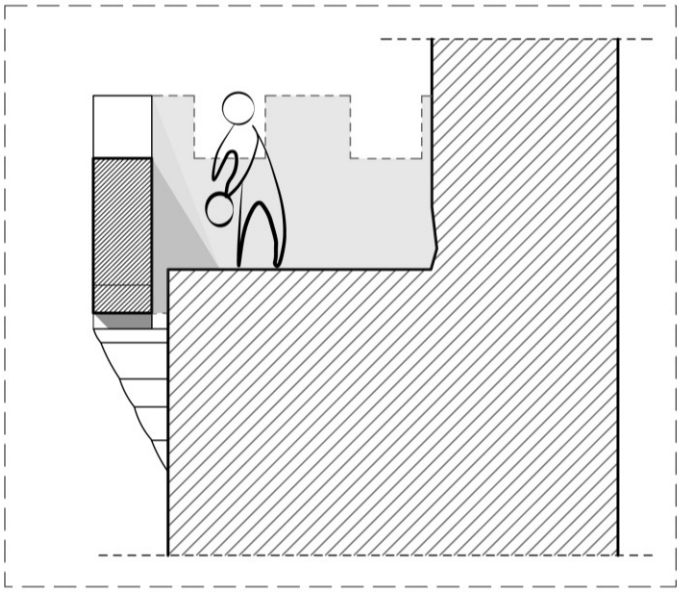


**FIGURA 61** SCHEMA DIMENSIONALE DELLA MERLATURA IPOTIZZATA

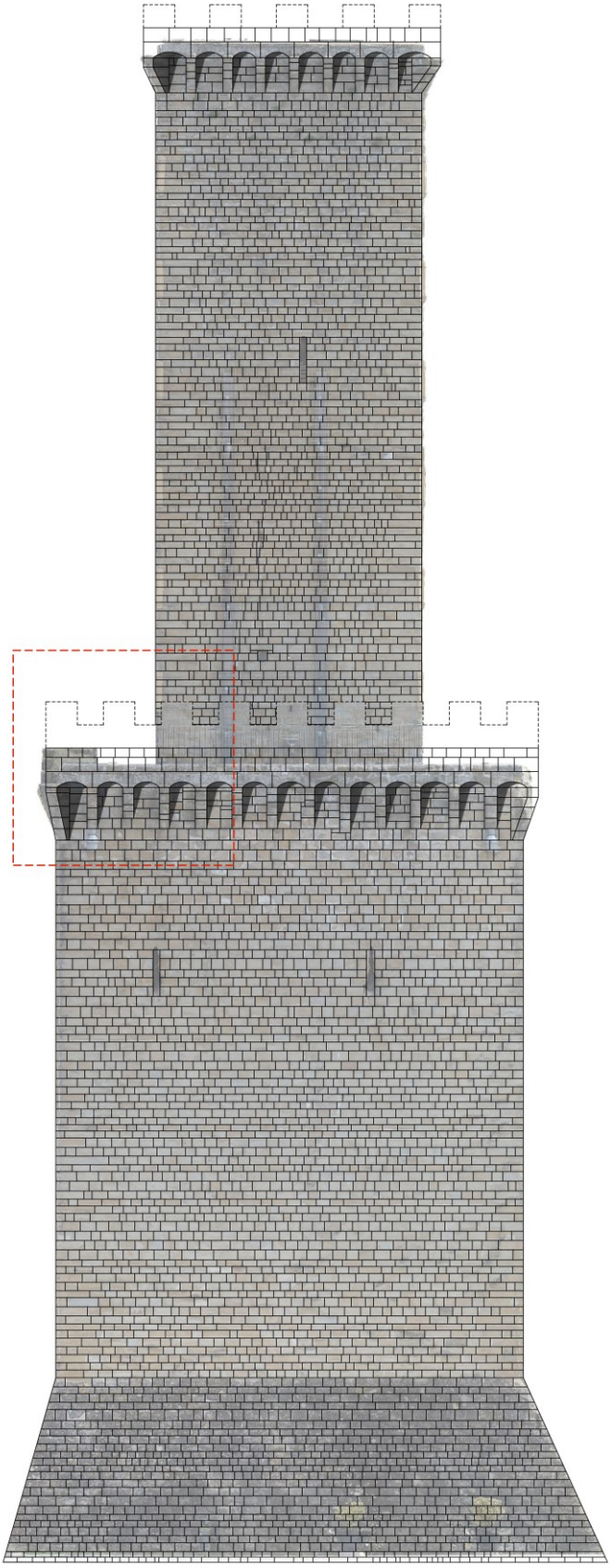


**FIGURA 62** IPOTESI DI RICOSTRUZIONE DELLA TORRE, PROSPETTO OVEST

### 3.6.1. Danni su fortificazioni e torri

Torri e campanili, per la morfologia strutturale che li caratterizza, sono edifici che presentano un'elevata vulnerabilità sismica.

Questa tipologia costruttiva è generalmente distinguibile in base al suo prevalente sviluppo verticale e costituisce un insieme rilevante del patrimonio costruito in Italia. Il comportamento sismico di questa tipologia è dipendente principalmente dalla snellezza della struttura e dal grado di ammorsamento delle pareti.

Inoltre l'eventuale presenza di strutture adiacenti più basse, in grado di fornire un vincolo orizzontale ne modifica la risposta sismica, così come la presenza nella parte sommitale di elementi architettonici snelli (merlature, ecc.) o comunque vulnerabili (celle campanarie). La vulnerabilità è anche influenzata dalla presenza di stati di danneggiamento causati da altri fattori, per esempio problematiche in fondazione.

Le tipologie di campanili e torri difensive si differenziano principalmente per la snellezza dell'elemento e lo spessore murario. Le prime possono essere considerate, sotto alcune condizioni, con un comportamento a mensola incastrata alla base; invece le seconde sono costruzioni massive, per i grandi spessori murari formati da murature a sacco o piene.

Molto frequente è il caso di torri o campanili posti a contatto con altre strutture di minore altezza come nel caso di campanili accostati o inglobati a una chiesa e torri inglobate nella cinta muraria. La presenza di vincoli orizzontali a diverse quote può mutare profondamente il comportamento della struttura, da una parte limitandone la snellezza, dall'altra costituendo irrigidimenti localizzati e punti di concentrazione degli sforzi generando danni anche significativi.

Elemento di vulnerabilità nel caso di torri a scopo difensivo è la presenza della merlatura: questo tipo di elementi, posti in alto, sono vulnerabili sia per l'amplificazione del moto sismico che avviene nelle parti alte della costruzione, sia per il loro modesto peso proprio che li rende soggetti a ribaltamento.

La situazione attuale del caso studio è fortemente mutata rispetto a quella di una fortificazione medievale, ma si presume che, prima della costruzione del palazzo comunale, l'assetto fosse quello di una torre addossata su due parti alla cinta muraria. Per tale motivo è possibile illustrare una serie di considerazioni generali sui meccanismi di danno più frequenti negli edifici fortificati che hanno probabilmente portato alla scomparsa della merlatura.

Gli schemi a cui si fa riferimento sono stati sviluppati in relazione a due studi: il primo riguardante i danni subiti dalle fortificazioni emiliane nel sisma del 2012 [5], il secondo, posteriore al sisma del 2016 riguarda considerazioni generale sui danni a manufatti storici [1].

La risposta sismica di una torre varia in base alla posizione occupata all'interno della fortificazione e alla reciproca altezza con la cinta muraria. Generalmente nel caso di una *torre isolata*, le sollecitazioni più importanti sono date dalle tensioni normali σ, in direzione verticale, massime alla base. Nel caso di un *torrione inglobato* nella cinta muraria, la sollecitazione più rilevante è data dalle tensioni tangenziali τ, soprattutto nella parte centrale del torrione e nella zona di interfaccia tra l'elemento verticale e la cinta muraria. Se poi la cinta muraria è particolarmente alta rispetto alla torre, le tensioni tangenziali assumono valori importanti anche in corrispondenza dei merli e beccatelli.

Il comportamento mostrato sotto sisma delle torri inglobate nelle fortificazioni, presenta un'analogia con la risposta delle torri campanarie isolate o addossate, infatti sia per le torri isolate che per i campanili, meccanismi di danno più diffusi sono le rotazioni e le traslazioni delle parti sommitali.

L'abaco dei possibili cinematismi di danno è stato sviluppato facendo riferimento ai ventotto meccanismi presentati dal MIBAC per rilievo dei danni sismici su chiese, con gli opportuni parallelismi:

- i meccanismi di *ribaltamento della facciata* e i meccanismi nella *sommità della facciata*, sono riscontrabili per le fortificazioni come: ribaltamento fuori dal piano

apparato a sporgere, ribaltamento fuori dal piano con evidenza di cerniera cilindrica e ribaltamento composto fuori dal piano;

- I meccanismi relativi la *cella campanaria*, hanno trovato grandi analogie con quanto verificatosi nel ribaltamento fuori dal piano lanterne e torrette;
- I meccanismi di taglio nelle pareti laterali delle chiese possono essere ricondotti ai meccanismi di taglio sul corpo principale della torre e sulle merlature.

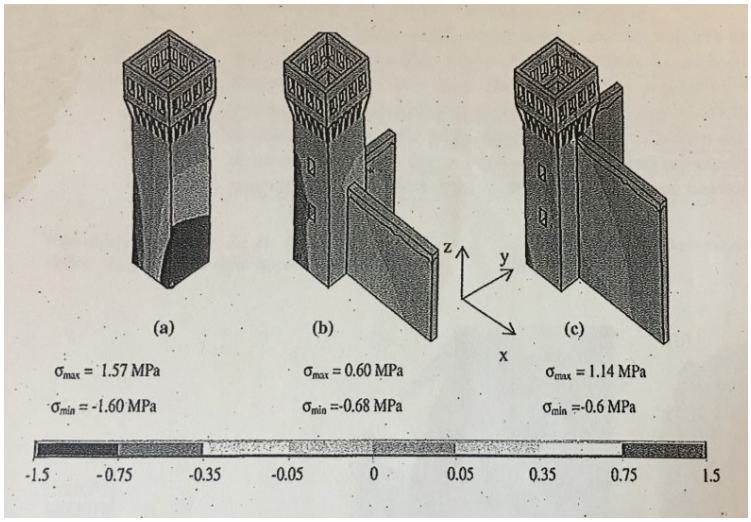



**FIGURA 63** TENSIONI NORMALI A SEGUITO DI CARICHI STATICI E DINAMICI SU TORRE ISOLATA (A), TORRE CON CINTA MURARIA DI MEDIA ALTEZZA (B) E TORRE CON CINTA MURARIA ALTA (C) [5]

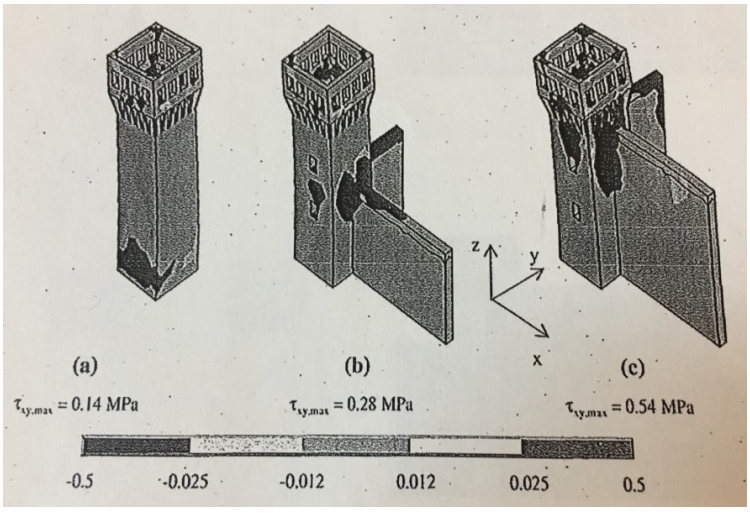



**FIGURA 64** TENSIONI TANGENZIALI A SEGUITO DI CARICHI STATICI E DINAMICI SU TORRE ISOLATA (A), TORRE CON CINTA MURARIA DI MEDIA ALTEZZA (B) E TORRE CON CINTA MURARIA ALTA (C) [5]

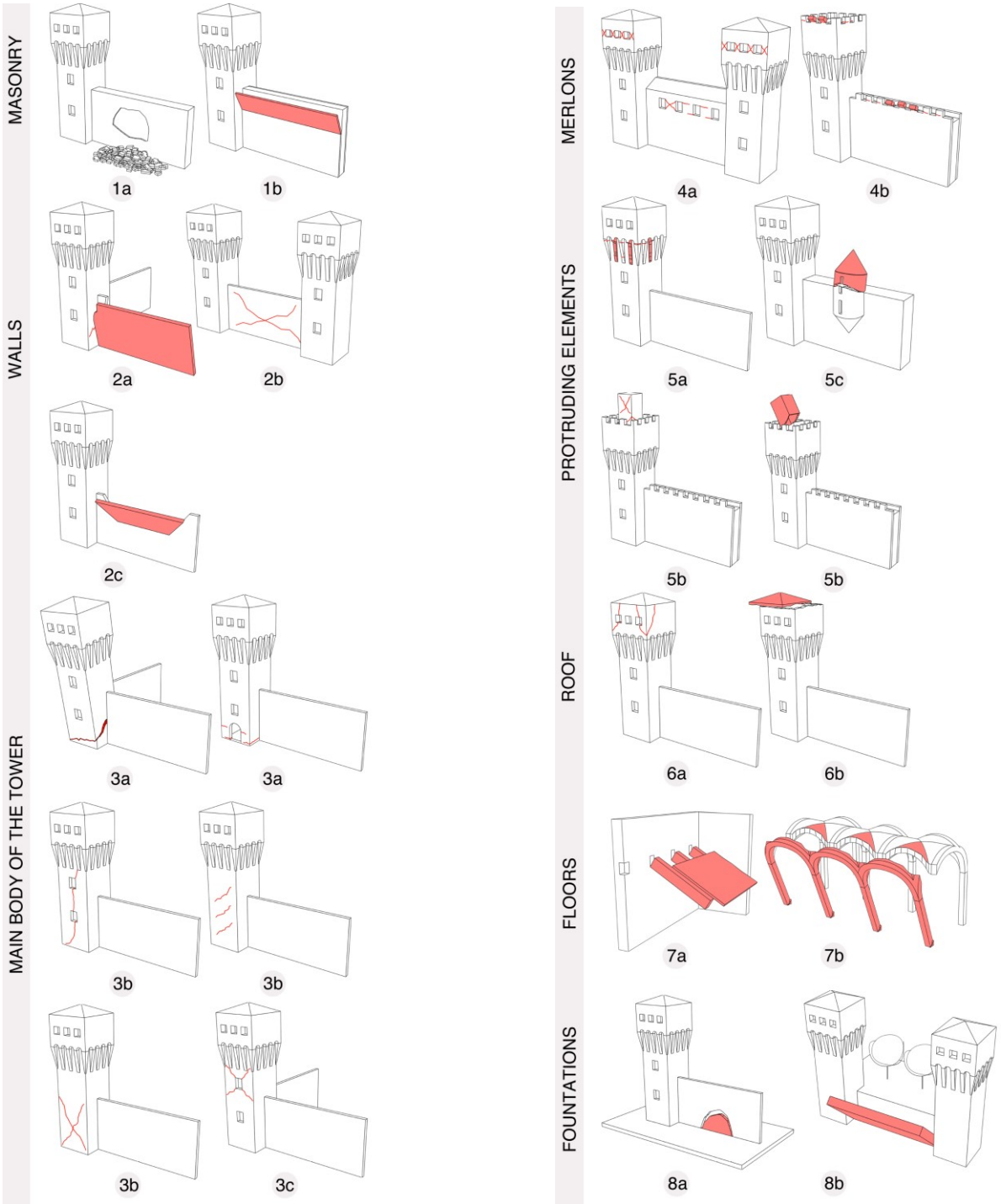



**FIGURA 65** ABACO DEI MECCANISMI DI DANNO PER FORTIFICAZIONI [1]

Gli schemi sopra riportati forniscono un quadro chiaro di tutti i possibili meccanismi di danno riscontrabili su strutture fortificate.

- *Muratura*
  - Distaccamento dei mattoni che compongono la parete in muratura (1a);
  - Delaminazione del rivestimento (1b), specialmente nelle murature con tre strati.
- *Pareti*
  - Fessurazione dovuta al differente comportamento dinamico tra la torre e la parete (2a);
  - Lesione per taglio nel piano della parete (2b);
  - Ribaltamento fuori piano di tutta la parete o di una porzione di essa (2c).
- *Corpo principale della torre*
  - Danneggiamento alla base della torre, dovuto alla formazione di fessure connesse all'azione combinata di sforzo di compressione e momento flettente, oppure ad un fenomeno di piano debole (3a);
  - Fessurazione per taglio del corpo principale della torre (3b), con possibili effetti torsionali nel caso in cui l'elemento torre risulta essere collegato asimmetricamente alle pareti;
  - Lesioni per taglio nella parte sommitale della torre (3c).
- *Merli*
  - Lesioni flessionali o taglianti nel piano (4a);
  - Ribaltamento (4b).
- *Elementi sporgenti*
  - Danneggiamento della merlatura (5a), acuito dalla componente verticale dell'accelerazione;
  - Danneggiamento delle torri sporgenti (5b);
  - Danneggiamento della torre della sentinella, dei pinnacoli o di altri elementi sporgenti (5c).
- *Copertura*
  - Danneggiamento degli angoli della torre o della parte sommitale delle pareti della fortificazione a causa della spinta della copertura (6a);

- Danneggiamento per taglio tra la copertura e le pareti (6b), particolarmente quando sono stati effettuati degli interventi di ristrutturazione sulla struttura che ne hanno modificato le rigidezze.

- *Piani*
  - Danneggiamento nel caso dei piani orizzontali (7a), per via della mancanza di ammorsamento delle travi nelle pareti e della successiva fuoriuscita da esse, o a causa di un forte deterioramento delle travi;
  - Danneggiamento delle superfici voltate (7b) causato solitamente dal movimento degli elementi di supporto.
- *Fondazioni*
  - Cedimento del terreno di fondazione (8a);
  - Ribaltamento delle pareti causate dalla spinta dinamica del terreno (8b).

A livello critico si può osservare che la torre in esame presenta criticità probabilmente dovute alla geometria molto diversa tra la parte bassa, molto massiva, e la parte alta, più snella. Inoltre nella parte sommitale sono presenti molte più aperture passanti nella muratura, necessarie per lo scopo difensivo della torre, che hanno costituito un elemento di debolezza per la struttura.

Le lesioni riscontrabili posso essere ricondotte al caso 3b (fessurazione per taglio nel corpo principale) per quanto riguarda la presenza di lesioni inclinate adiacenti alle aperture e 4b (ribaltamento dei merli) per la non presenza dell'apparato.

# 4. METODI DI ANALISI SISMICA

Le norme tecniche per le costruzioni definiscono al §7.3 i possibili metodi di analisi e verifica nei confronti dell'azione sismica. Le possibili tipologie di analisi si distinguono sostanzialmente in *lineare* o *non lineare*, *statica* o *dinamica*.

Le tipologie di *analisi lineare*, statica o dinamica, prevedono un'analisi elastica per la determinazione delle deformazioni e delle sollecitazioni. Le procedure lineari, però, non offrono risultati realistici nel caso in cui il comportamento della struttura vada oltre il campo elastico; ciò si verifica nel caso di edifici irregolari in pianta, oppure nel caso di edifici alti che, generalmente, sono caratterizzati da un'escursione in campo non elastico.

Le analisi non lineari, statica o dinamica, consentono una modellazione elasto-plastica della struttura con la possibilità di considerare, durante l'analisi stessa, tutte le capacità dissipative che la struttura è in grado di esplicare e che non possono essere considerate in un'analisi lineare.

Pertanto, le analisi non lineari consentono una valutazione più rigorosa della risposta strutturale nei confronti dell'azione sismica, e di conseguenza sono le più indicate nel caso di analisi su edifici esistenti.

Si sottolinea che per edifici esistenti, e in particolare nel caso di edifici in calcestruzzo armato, il livello di conoscenza influisce sulla possibilità di effettuare o meno una determinata analisi. Infatti, come specificato dalla circolare relativa alle NTC (C.8.5.4.2) se il livello di conoscenza è basso (LC1), ovvero effettuato sulla base di un *progetto simulato*, non è possibile effettuare un'analisi non lineare poiché le caratteristiche della struttura non sono certe. Si riconosce pertanto l'importanza della fase di conoscenza per un edificio esistente così come illustrato ai capitoli precedenti.

## 4.1. ANALISI STATICA LINEARE

"*L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ($T_1$) non superi 2,5 TC o TD e che la costruzione sia regolare in altezza*." (§7.3.3.2)

Come specificato da normativa, l'analisi lineare statica non può essere applicata a tutte le condizioni possibili. Essa consiste nell'assumere la forza sismica come costante nel tempo applicata a livello dei punti in cui si assume sia concentrata la massa dell'edificio: generalmente per edifici multipiano si assume che tale sia forza sia applicata a livello dei solai, considerando a quel livello la massa dell'interpiano sovrastante e di quello sottostante

Inoltre questa tipologia di analisi può essere applicata sia a edifici con comportamento strutturale dissipativo che non dissipativo: nel caso si abbia un comportamento strutturale dissipativo si abbatte lo spettro sismico con un fattore di comportamento (q) per simulare la dissipazione della forza sismica all'interno della struttura stessa. In questo caso si ritieni implicitamente possibile una certa capacità di spostamento degli elementi strutturali e un certo grado di danneggiamento, che permettono all'azione sismica di dissiparsi.

Questo metodo nel caso di edifici storici può risultare di problematica applicazione per la difficoltà di definire appropriati fattori di comportamento, con possibili conseguenze sulla definizione degli interventi.

Inoltre questo tipo di analisi va evitata in tutti i casi in cui il contributo dei modi superiori sia rilevante, come accade per le torri in muratura.

Secondo normativa, si può calcolare il modo fondamentale di vibrare ($T_1$) per edifici con altezza minore di 40 m e con massa pressoché uniforme lungo l'altezza, in modo proporzionale allo spostamento laterale massimo del punto più alto dell'edificio (d):

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6]$$

La circolare relativa alle NTC definisce un'ulteriore modo per approssimare il periodo $T_1$:

$$T_1 = C_1 \ H^{3/4} \ [C\ 7.3.2]$$

dove H è l'altezza della costruzione, e il coefficiente C1 assumi valori diversi nel caso di edifici a telaio o in muratura.

La distribuzione delle forze segui quindi la forma del primo modo di vibrare, essendo questo quello fondamentale e su ciascun livello della costruzione si applica una forza pari a:

$$Fi = \ F_h \ z_i \ \frac{W_i}{\sum z_j \ W_j} \quad [7.3.7]$$

dove

- Fi è la forza da applicare sulla massa i-esima;
- $F_h = S_d(T_1)\ W\ \lambda/g$
- Wi e Wj sono i pesi rispettivamente della massa i-esima e della massa j-esima;
- Zi e zj sono le quote rispettivamente delle masse i e j
- $Sd(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta ricavabile dallo spettro fornito da normativa;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente che dipende dai valori del periodo della struttura e dal numero di orizzontamenti;
- g è l'accelerazione di gravità.

## 4.2. ANALISI DINAMICA LINEARE (ANALISI MODALE)

L'analisi dinamica lineare, rispetto all'analisi statica equivalente, tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura, determinando per la stessa i modi propri di vibrare. L'analisi viene svolta seguendo il seguente schema:

- determinazione dei modi di vibrare della struttura mediante la risoluzione delle equazioni di moto della struttura in condizioni libere;
- calcolo degli effetti dell'azione sismica (valori massimi di sollecitazioni e spostamenti ottenuti in seguito all'applicazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione) per ciascun modo di vibrare;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi viene condotta attraverso un modello con comportamento elastico lineare e quindi la sua attendibilità per edifici storici è molto spesso limitata: infatti, nel caso di strutture complesse, le analisi lineari possono essere applicate solo quando, dal confronto tra domanda e capacità, emerge che l'escursione in campo non lineare è modesta.

L'utilità dell'analisi consiste nel determinare i diversi modi di vibrare della struttura e le relative masse partecipanti: da normativa, infatti, vanno considerati i modi per cui la massa partecipante è maggiore del 5% e, al fine di avere un'analisi attendibile, la massa partecipante totale deve essere maggiore dell'85%. Nel caso di edifici a telaio regolari per queste considerazioni sono solitamente sufficienti i primi modi di vibrare, mentre per gli edifici complessi (e nel caso di edifici esistenti) è necessario considerarne un numero maggiore.

L'analisi dinamica modale, proprio perché effettuata su modello elastico lineare, permette di ottenere il risultato finale mediante la sovrapposizione degli effetti (§ 7.3.3.1). Nel caso in cui i periodi propri della struttura siano ben distinti tra loro, è possibile valutare, attraverso un procedimento statistico, per un qualunque ente E, sia esso uno spostamento o un'azione interna della struttura, come la radice quadrata della somma dei quadrati (*metodo SRSS*):

$$E = \sqrt{\sum_{J=1}^{n} {E_j}^2}$$

Se invece i periodi propri differiscano tra loro per meno del 10%, è possibile una correlazione tra i massimi contributi modali, ed è quindi opportuno effettuare una combinazione quadratica completa (*metodo CQC*):

$$E = \sqrt{\sum_{J=1}^{n}\sum_{I=1}^{n}\rho_{IJ}E_jE_i} \quad [7.3.4]$$

dove

- Ei e Ej sono gli effetti relativi ai modi i e j
- ρij è il coefficiente di correlazione, come definito al §7.3.3.1.

## 4.3. ANALISI STATICA NON LINEARE

Le analisi non lineari permettono, a differenza delle altre, di indagare il comportamento della struttura in campo post elastico. Infatti, mentre nelle analisi lineari si introduce il fattore di comportamento per simulare la capacità dissipativa della struttura, nelle analisi non lineari è possibile anche cogliere i cambiamenti della risposta strutturale nel caso in cui suoi elementi superino il limite elastico. Il fine dell'analisi è valutare la capacità di spostamento ultimo della struttura in relazione a una forza di taglio massimo alla base (curva di capacità o curva di pushover).

Inoltre l'analisi di pushover può essere utilizzata per diversi scopi:

- valutare i rapporti di sovraresistenza $\alpha u/\alpha 1$;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda anelastica negli edifici progettati con il fattore di comportamento q;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi d'analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicazione sulla struttura di carichi gravitazionali e di un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi come risultante il taglio alla base Fb. Tali forze sono scalate in modo da far crescere in modo monotono, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento

orizzontale $d_c$ di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione.

Le distribuzioni di forze da considerare sono definite in normativa (§7.3.4.2) e devono essere due, prese ognuna da uno dei due gruppi sotto illustrati:

Gruppo 1- *distribuzioni principali*:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di una massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la prima del gruppo 2;
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a Tc.

Gruppo 2- *distribuzioni secondarie*:

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

La scelta della distribuzione di forze da considerare spesso ricade nelle indicazioni presenti nell'OPCM 3431 (03/05/2005), cioè:

- una distribuzione proporzionale alle masse, *Push Massa*, equivalente alla prima del Gruppo 2;
- una distribuzione proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo, *Push Modo*, equivalente alla seconda del Gruppo 1.

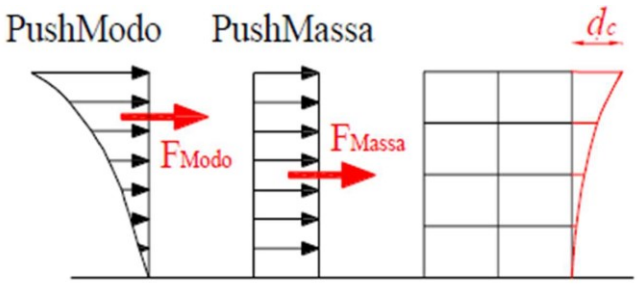



**FIGURA 66** DISTRIBUZIONI DI FORZE PER ANALISI PUSHOVER

Per ottenere il risultato atteso in termini di capacità si estrae dal programma la curva di pushover (curva Fb – dc) e si confronta, per ogni stato limite, la curva di capacità e la domanda in spostamento. A tal fine si associa al sistema reale a tanti gradi di libertà (MDOF) un sistema equivalente a un grado di libertà (SDOF): ciò si ottiene approssimando la curva estrapolata dal programma con una curva bilineare che descrive un sistema a comportamento elasto-plastico perfetto.

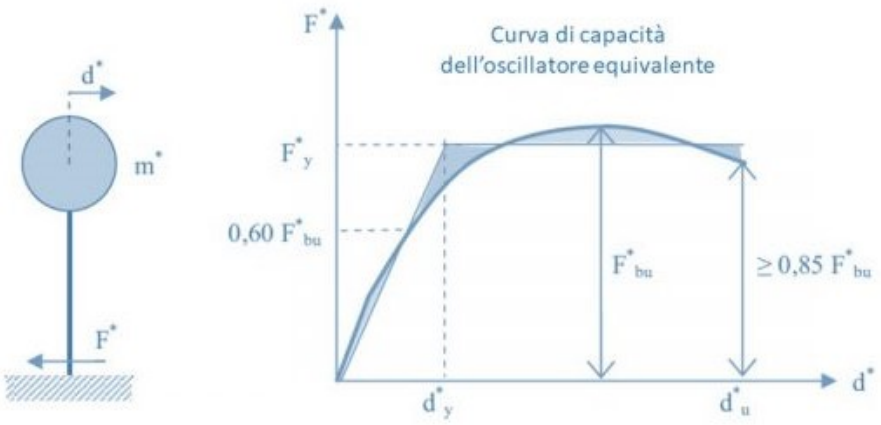



**FIGURA 67** SISTEMA SDOF EQUIVALENTE E CURVA DI CAPACITÀ

La forza F* e lo spostamento d* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze Fb e dc del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad [C7.3.3]$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad [C7.3.4]$$

Con Γ fattore di partecipazione modale:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M\tau}{\varphi^T M\varphi} \quad [C7.3.5]$$

- M rappresenta le masse associate al modo di vibrare;
- φ è il vettore rappresentativo il primo modo di vibrare della struttura relativo alla direzione presa in esame per l'azione sismica, ponendo dc=1;
- τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata.

Per poter determinare l'energia dissipata dal sistema e, quindi, lo smorzamento equivalente, alla curva di capacità del sistema equivalente è utile sostituire una curva bilineare. Le tecniche di bilinearizzazione sono basati su principi di equivalenza energetica, imponendo che le aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva $F_b$-$d_c$ siano uguali.

Una volta ottenuta la curva bilineare, con il procedimento illustrato in circolare (C7.3.4.2), è possibile valutare lo spostamento d*max del sistema equivalente a 1 grado di libertà e calcolando lo spostamento dc originario mediante il fattore di partecipazione modale. A questo punto è possibile verificare che la domanda in termini di spostamento sia verificata.

## 4.4. ANALISI DINAMICA NON LINEARE

L'analisi dinamica non lineare è il tipo di analisi più complesso e completo: viene utilizzata con modelli non lineari ad elementi finiti (FEM) o a telaio equivalente, purché i legami costitutivi siano in grado di simulare le caratteristiche dissipative necessarie in caso di sisma, ovvero in caso di ciclo isteretico. Questo tipo di analisi presuppone un onere computazionale molto elevato che la rende spesso non praticabile a livello professionale.

È infatti opportuno utilizzare questo metodo di analisi solo in casi specifici, cioè se la complessità della struttura e il contributo dei diversi modi di vibrare non consentono di ricondurre la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà. In tali casi, l'analisi dinamica non lineare spesso porta alla valutazione di una richiesta di spostamento inferiore a quella stimata con l'analisi statica non lineare.

Nel caso in cui si volesse conoscere l'effettiva capacità della struttura in termini di spostamento ultimo sarà comunque opportuno effettuare un'analisi statica non lineare, così come descritto al paragrafo precedente.

Dal punto di vista operativo, l'analisi dinamica non lineare necessita l'utilizzo di gruppi di accelerogrammi (almeno tre) selezionati in modo da risultare compatibili con lo spettro di risposta per il sito o diversamente determinati secondo quanto indicato al §3.2.3.6 delle NTC.

La raffinatezza del metodo deriva dal poter conoscere le sollecitazioni e le deformazioni della struttura nel tempo. Due sono gli aspetti importanti per l'analisi dinamica non lineare: il primo consiste nell'individuazione di un modello che sia in grado di descrivere il comportamento post-elastico degli elementi sotto cicli di carico e la relativa dissipazione di energia; il secondo consiste nella scelta degli accelerogrammi da utilizzare come input, che devono essere rappresentativi degli eventi attesi nella zona in cui è situato l'edificio oggetto di studio e, al contempo, compatibile con lo spettro di normativa.

## 4.5. ANALISI CINEMATICA PER MECCANISMI LOCALI

Le analisi descritte fin ora descrivono la risposta sismica di un edificio a livello globale. L'analisi di una struttura esistente in muratura presuppone la conoscenza della qualità muraria, intesa sia come caratteristiche meccaniche dei materiali, che come corretta disposizione degli elementi nello spazio per assicurare l'adeguato ammorsamento tra gli elementi.

Nel caso di strutture con qualità muraria non ottima in termini di ammorsamento tra i macroelementi, è possibile l'attivarsi di meccanismi di danno fuori dal piano (meccanismi di I modo), la cui conoscenza è parte integrante dell'analisi stessa. Questo tipo di analisi, chiamata *locale*, viene effettuata con l'applicazione di *un'analisi cinematica*, in funzione dei possibili vincoli tra le pareti e le azioni presenti.

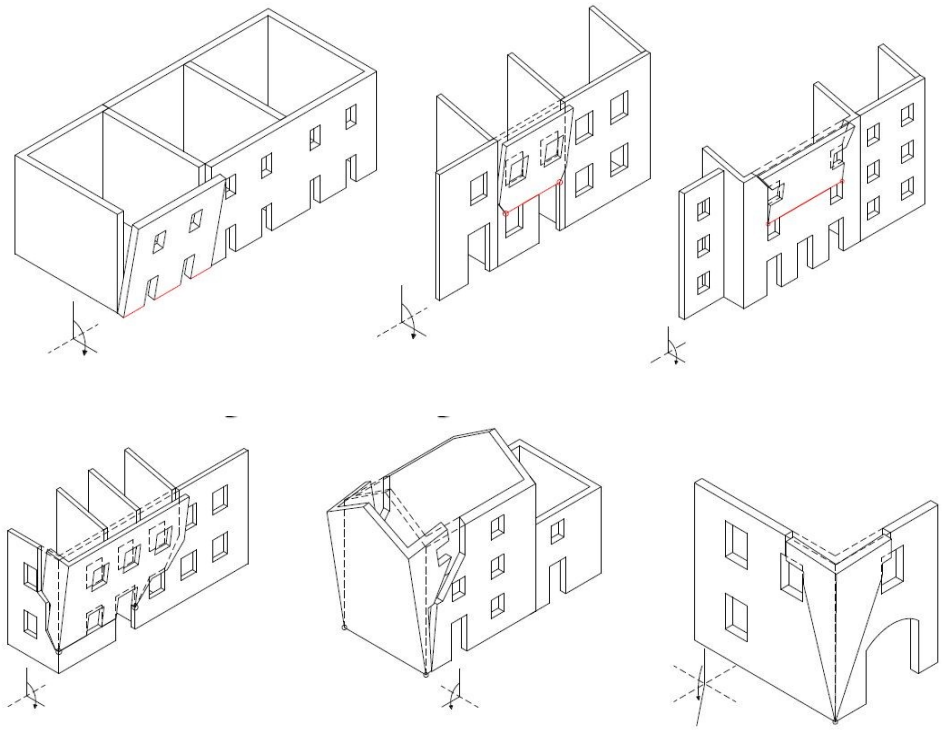


**FIGURA 68** ESEMPI DI MECCANISMI LOCALI: RIBALTAMENTO SEMPLICE E COMPOSTO

L'analisi è rivolta alla quantificazione del coefficiente moltiplicatore dei carichi orizzontali agenti sugli elementi strutturali, che attiva il cinematismo in questione. A tal fine è possibile considerare le strutture murarie come costituite da *corpi rigidi*, cioè da *macroelementi* distinti tra loro e coinvolti nei cinematismi. I valori dei moltiplicatori di collasso ottenuti per i diversi meccanismi compatibili con le caratteristiche costruttive dell'edificio analizzato, consentono di individuare quello che determina la crisi della struttura, corrispondente al moltiplicatore minore, e l'entità dell'azione sismica che lo attiva.

Nella pratica si tratta di effettuare una verifica di equilibrio per un sistema labile: l'individuazione di un possibile meccanismo di collasso presuppone la discretizzazione di una porzione dell'edificio in un insieme labile di corpi rigidi, dando luogo ad una *catena cinematica*, sulla base delle possibili sezioni di rottura che possono ruotare tra loro per la scarsa resistenza a trazione della muratura e per la formazione di cerniere cilindriche.

Le ipotesi alla base dell'analisi cinematica lineare sono quelle di considerare la muratura:

- come un assemblaggio di blocchi rigidi;
- con resistenza a trazione nulla e infinita resistenza a compressione;
- con assenza di scorrimento tra i blocchi.

Una volta calcolati i carichi verticali (peso proprio e carichi variabili), si individuano le forze orizzontali, come aliquota di questi ultimi, le quali portano al collasso il sistema: lo scopo è determinare il *moltiplicatore dei carichi verticali (α)* che attiva il meccanismo. Anche nel caso di presenza di forze sismiche è possibile valutarle come forze di inerzia equivalenti e associarle al sistema.

La determinazione del coefficiente α avviene tramite il Principio dei Lavori Virtuali eguagliando il lavoro delle forze esterne con quello svolto dalle forze interne alla muratura (solitamente assunte pari a zero perché riguardano gli effetti dell'attrito all'interno della muratura stessa).

La verifica di sicurezza consiste quindi nel confrontare la capacità del corpo rigido con la domanda, definita con la forza sismica secondo la normativa in base allo spettro di progetto, come la massima accelerazione attesa in un determinato luogo. Per soddisfare la verifica di sicurezza il valore della capacità deve essere superiore al valore della domanda.

La determinazione della capacità è possibile mediante la relazione:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC}$$

dove:

- $\alpha$ è il moltiplicatore di attivazione del meccanismo;
- $\sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la sommatoria di tutte le forze peso applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- FC è il fattore di confidenza derivante dal percorso di conoscenza;
- M* è la massa partecipante al meccanismo.

Nella pratica l'analisi di meccanismo di danno locali considera, per la determinazione della capacità, l'equilibrio fra momento stabilizzante Ms, dato dal contributo delle forze verticali e momento ribaltante Mr, dato dalla quota parte delle forze verticali moltiplicate per il

coefficiente α sommate con il contributo delle forze di inerzia sismiche. La determinazione della domanda invece va effettuata tramite spettro di risposta, su indicazione della normativa, considerando le caratteristiche del sito in esame.

Dal confronto tra domanda e capacità si calcola infine l'*indice di rischio,* un valore numerico che indica se la verifica è soddisfatta ($I_r > 1$) o non è soddisfatta. Nel caso in cui non sia soddisfatta si intende che il cinematismo esaminato potrebbe avvenire in caso di sisma, nel caso in cui il macroelemento si possa considerare non opportunamente ammorsato al resto della struttura.

Si specifica che per il caso in esame, il tipo di analisi scelta (effettuata con modello discreto) è sufficiente per indagare sia i meccanismi di danno di primo che quelli di secondo modo e pertanto non è necessaria un'indagine specifica sui meccanismi locali. Nel caso di utilizzo di un modello FEM invece le indagini per meccanismi di danno *fuori piano* e *nel piano* sono distinte.

Tale distinzione dipende dal fatto che il modello FEM non prevede il distaccamento di porzioni di struttura e quindi esclude i meccanismi di danno fuori dal piano. Il modello DEM, composto da una discretizzazione della struttura a livello a del mattone, permette anche l'ipotesi che la muratura possa disgregarsi ed indaga quindi i danni fuori dal piano delle pareti.

# 5. METODI DI MODELLAZIONE PER EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

La modellazione strutturale è una procedura importante nell'analisi sismica poiché permette un'approssimazione più o meno adeguata della realtà, in funzione della geometria del modello, delle caratteristiche meccaniche dei materiali e dei vincoli. Per tanto, come già specificato, una buona modellazione presuppone a monte un buon livello di conoscenza della struttura.

Il grado di dettaglio da raggiungere a valle della modellazione deve tener conto del rapporto tra costi e benefici, ovvero tra oneri computazionali e precisione dei risultati che ci si propone di ottenere: un'analisi a scopo professionale, la quale utilizza molto spesso modelli a *telaio equilavente*, è certamente diversa da un'analisi effettuata nell'ambito della ricerca. La complessità delle strutture esistenti in muratura ha portato la ricerca ad approfondire metodi più complessi per le analisi sismiche.

Una classificazione generale divide i metodi di modellazione in due grandi gruppi:

- *Modelli continui*, i quali si avvalgono di tecniche di *macromodellazione* (cap 1.4) considerando la muratura come un unico elemento finito con comportamento globale intermedio tra quello dei blocchi e della malta.
- *Modelli discontinui*, che utilizzano la *micromodellazione semplificata* (cap 1.4) che prevede la modellazione distinta dei blocchi e dell'interfaccia tra mattone e malta.

## 5.1. METODO AGLI ELEMENTI FINITI (FEM)

La modellazione agli elementi finiti è basato sulla discretizzazione del modello in un certo numero di elementi finiti, piani o solidi, ai quali sono associati le caratteristiche desiderate in termini di legami costitutivi.

Il termine *elementi finiti* fu introdotto negli anni 60 e deriva dal fatto che, per risolvere un problema che avrebbe un numero infinito di incognite, si divide il dominio in un numero finito di sottodomini. Ogni sottodominio è un elemento di formazione semplice (triangolo, quadrato, tetraedro, ecc.) caratterizzato da un numero finito di nodi.

Il concetto alla base del FEM (*Finite Element Method*) è la schematizzazione di una struttura continua, cioè un edificio, come un insieme di regioni di volume finito e di forma semplice, non compenetranti tra loro, e connesse tra loro in un numero finito di punti, cioè nei nodi.

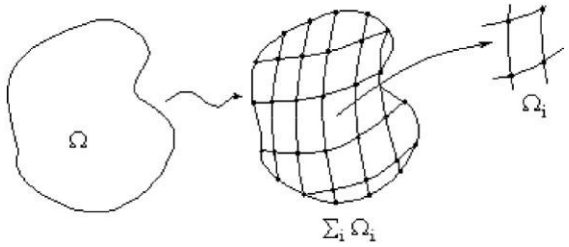



**FIGURA 69** SUDDIVISIONE DI UN DOMINIO IN SOTTODOMINI NELLA MODELLAZIONE FEM

Il problema elastico del continuo, la cui esatta formulazione porta a sistemi di equazioni differenziali alle derivate parziali definiti da opportune condizioni al contorno, viene semplificato e ricondotto, alla soluzione di un sistema di equazioni lineari.

Lo svantaggio principale del metodo di analisi al continuo rimane la non capacità di rappresentare il comportamento di sistemi soggetti a rottura in quanto, non ammette la separazione reciproca tra gli elementi: a valle dell'analisi vengono infatti evidenziati i danni nel piano della muratura, ma non è contemplato il problema della disgregazione dei paramenti e i meccanismi locali di danno.

## 5.2. MODELLO AGLI ELEMENTI DISCRETI (DEM)

Il metodo DEM (*Discrete Element Method*) descrive un tipo di modellazione volta a rappresentare il comportamento di sistemi composti da più corpi: il modello risultante, a differenza di quello utilizzato nel FEM, è *discontinuo* e schematizza il sistema come un assemblaggio di blocchi connessi tra loro attraverso i relativi punti di contatto. Per questo tipo di modello sono possibili grandi spostamenti, rotazioni, fratture e completo distacco tra i singoli elementi.

Il metodo degli elementi discreti è stato inizialmente proposto da *Cundall* (1971) come un approccio numerico, la cui soluzione deriva dall'integrazione delle equazioni del moto dei

blocchi, con la possibilità di considerare grandi spostamenti e l'aggiornamento sequenziale delle posizioni dei blocchi. Con iniziale approccio solo a modelli piani, è stato poi esteso agli elementi tridimensionali: i gradi di libertà del modello coincidono con quelli degli elementi, cioè nessun grado di libertà è associato ai punti di contatto. Per tale motivo il numero totale dei gradi di libertà è 3N per modelli piani e 6N per modelli tridimensionali, con N il numero totale degli elementi.

Inizialmente applicato in campo geotecnico, è stato esteso alle strutture in muratura (pannelli murari e archi) a partire del 1994 (Pagnoni e Vanzi) e dal 1995 in poi si è introdotto il legame attritivo alla Coulomb in questo tipo di analisi.

Il metodo agli elementi distinti si adatta molto bene alle tipologie strutturali di muratura a blocchi squadrati con dimensioni rilevanti, cioè a strutture di tipo monumentale (archi, templi antichi, volte a conci ecc). Tale considerazione deriva dal fatto che in strutture simili il numero di elementi risulta relativamente contenuto e la tessitura muraria è in genere regolare, rendendo possibile una modellazione realistica.

Il concetto alla base dei modelli ad elementi discreti è la rappresentazione della muratura come un insieme di blocchi o particelle in interazione meccanica. La differente forma degli elementi differenzia i modelli in:

- *modello blocco DE* se composto corpi poligonali o poliedriche, che sono i più usati;
- *modello particelle DE* con elementi di forma circolare o sferica, finalizzati ad una rappresentazione dei materiali a scala più fine.

La differenza fondamentale tra il Metodo degli Elementi Discreti e quelli ad elementi finiti risiede è nell'utilizzo di un modello discontinuo e nel fratto che, mentre nel FEM i contatti fra "*unità elementari*" rimangono invariati indipendentemente dalla risposta del modello, nel DEM sono aggiornati ad ogni iterazione in base alla posizione ed al movimento relativo dei singoli elementi.

Esistono diverse declinazioni, finalizzate a molteplici applicazioni, del metodo agli elementi finiti, ma le caratteristiche fondamentali rimangono le stesse:

- i modelli ad elementi discreti consentono l'ipotesi che *i blocchi siano rigidi* e tutte le deformabilità siano concentrate nei giunti. Con l'avanzare del metodo si è introdotto anche la possibilità di utilizzare blocchi deformabili, a discapito ovviamente dell'onere computazionale;
- nella maggior parte dei modelli ad elementi discreti l'interazione tra i blocchi è rappresentata da insiemi di punti di contatto, o insiemi di contatto bordo-bordo;
- i modelli ad elementi discreti sono progettati per consentire la completa separazione tra i blocchi, permettendo la visualizzazione di danni e distacchi;
- i modelli ad elementi discreti tendono ad utilizzare algoritmi time-stepping (passo-passo) al fine di risolvere problemi quasi statici.

### 5.2.1. Modellazione e implementazione numerica

Risolvere un problema con modello DEM prevede una serie di passaggi che possono essere così descritti:

- suddivisione del dominio del problema ed identificazione della tipologia di elementi con cui suddividere il sistema;
- rappresentazione della deformazione dei singoli blocchi (che possono essere rigidi o deformabili);
- sviluppo di un algoritmo per l'identificazione dei contatti;
- formulazione delle equazioni del moto del sistema;
- integrazione delle equazioni del moto ed aggiornamento dei contatti tra i blocchi, che variano in conseguenza dei movimenti e delle deformazioni cui è soggetto il sistema.

Il metodo in esame considera un insieme di corpi indipendenti tra loro che interagiscono solo attraverso i punti di reciproco contatto, trasmettendo le forze all'interno del sistema.

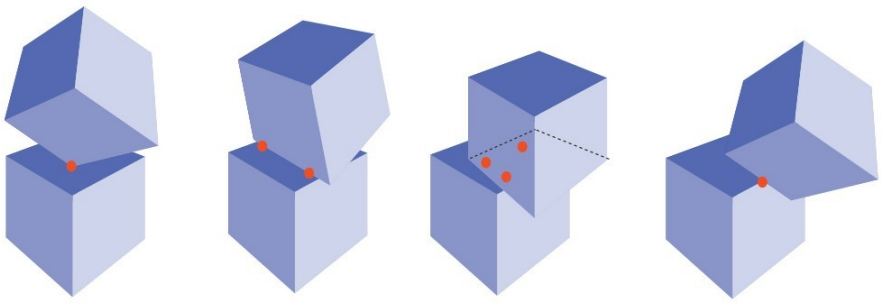


**FIGURA 70** TIPI DI CONTATTO TRA BLOCCHI: VERTIX-FACE, EDGE-FACE, FACE-FACE, BORDO-BORDO

L'interazione tra i blocchi è rappresentato da un insieme di punti di contatto: blocchi adiacenti si possono toccare in diversi modi lungo un segmento di bordo comune o in punti discreti in cui un angolo incontra un bordo o un altro angolo. Tramite l'ipotesi dei punti di contatto si ha una più facile gestione degli spostamenti tra i blocchi del sistema e una grande efficienza computazionale.

# 6. MODELLAZIONE AL DISCRETO E METODO NSCD

La descrizione di un generico modello meccanico passa attraverso una o più equazioni, siano esse differenziali, integrali o alle derivate parziali. La soluzione analitica di un problema differenziale spesso necessita il ricorso al calcolo numerico, cioè all'approssimazione spaziale e temporale delle equazioni. È questo lo scopo di discretizzare un modello complesso come un insieme di corpo rigidi con un numero finito di gradi di libertà, che trova la sua soluzione attraverso il metodo *Non Smooth Contact Dynamics (NSCD)*.

Tale metodo è stato sviluppato in Francia da M.Jean e J.J.Moreau e è implementato attraverso il codice di calcolo *LMGC90*. Esso si basa essenzialmente sull'attrito presente tra i blocchi, descritto dalle leggi:

- *Legge di Signorini*, il contatto di tipo unilaterale assicura l'impenetrabilità dei blocchi e l'assenza di adesione tra gli stessi;
- *Legge di Coulomb*, assicura il comportamento tangente tra i blocchi, che dipende da una forza resistente associata alla soglia di scivolamento dalla pressione normale applicata sul blocco.

La *descrizione del moto di un blocco*, cioè la scrittura dell'e*quazione della dinamica* secondo il metodo NSCD, presuppone la conoscenza delle forze di contatto e della velocità dei corpi. Per ottenerli è possibile considerare l'interazione che sussiste tra due blocchi, dei quali uno ha il ruolo di antagonista, e scrivere le equazioni che regolano il contatto tra i due.

I parametri di nostro interesse riguardano il comportamento del singolo blocco e il contatto tra i due blocchi, quindi è possibile passare da una serie di *parametri globali* ai *parametri locali*. Le relazioni che risultano fra le velocità relative e le forze locali sono appunto le leggi di Signorini e di Coulomb. Nello schema sono riassunti i legami che sussistono nel metodo NSCD:

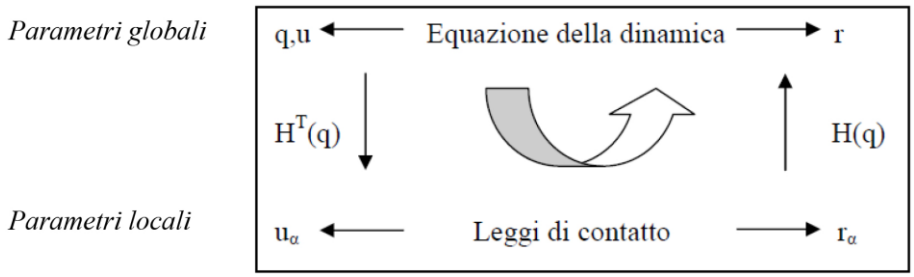



**FIGURA 71** APPROCCIO NSCD

q=vettore delle coordinate generalizzate dell'insieme dei corpi, r=insieme delle forze, uα=velocità relativa, rα=forze locali, H(q) = operatori lineari che descrivono il passaggio tra sistema globale e locale

## 6.1. LEGGI DI CONTATTO

Le leggi di contatto permettono di definire il comportamento reciproco tra i blocchi. Gli elementi all'interno del modello possono essere visti come i due corpi rigidi di cui sotto è riportato lo schema.

$$\Gamma_\sigma^{(i)} \cup \Gamma_u^{(i)} \cup \Gamma_c^{(i)} = \partial\Omega^{(i)}$$
$$\Gamma_\sigma^{(i)} \cap \Gamma_u^{(i)} = \Gamma_\sigma^{(i)} \cap \Gamma_c^{(i)} = \Gamma_u^{(i)} \cap \Gamma_c^{(i)} = \emptyset,$$

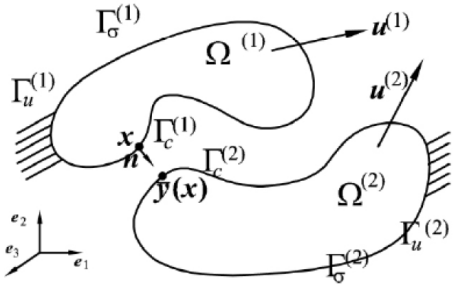



**FIGURA 72** SCHEMA APPROCCIO NSCD

Il corpo $\Omega^1$ rappresenta il corpo in esame, mentre il corpo $\Omega^2$ rappresenta il corpo antagonista nello spazio $R^3$. Si suddivide la frontiera dei corpi in tre porzioni, come indicato nello schema, tali che siano soddisfatte le condizioni sopra descritte, ovvero che le unioni delle regioni di frontiera diano come risultato la frontiera stessa, e che le tre regioni della frontiera siano distinte. Si specifica che:

- $\Gamma_\sigma^{(i)}$ è la regione in cui sono applicate le forze di superficie;
- $\Gamma_u^{(i)}$ è la regione sulla quale sono assegnati gli spostamenti;
- $\Gamma_c^{(i)}$ è la regione nella quale si può verificare il contatto.

Le caratteristiche dell'unilateralità, ipotesi alla base del metodo, sono:

- i punti dei corpi $\Omega^1$ e $\Omega^2$ non possono compenetrarsi;
- le forze esercitate dal corpo antagonista $\Omega^2$ sul corpo $\Omega^1$ sono solo di compressione nella direzione normale alla parte di frontiera a contatto, cioè il corpo $\Omega^2$ non deve esercitare attrazione;
- se il corpo in esame e l'antagonista non sono in contatto, la reazione è nulla.

Tali condizioni si ricavano scrivendo le equazioni che descrivono il contatto tra i due corpi e introducendo varie ipotesi, fra cui quella dei piccoli spostamenti.

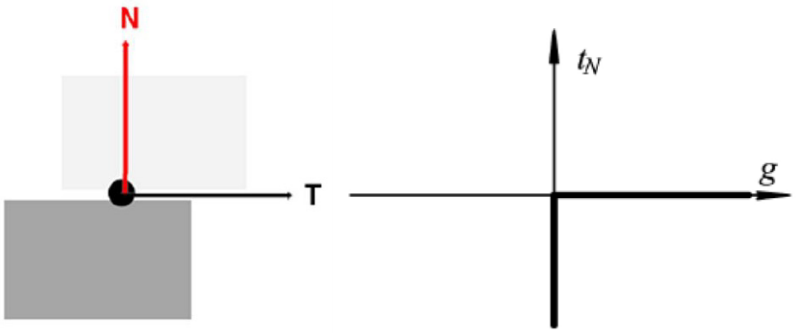



**FIGURA 73** LEGGE DI SIGNORINI

La legge di Signorini, così come illustrata nel grafico sovrastante, afferma che le tensioni $t_N$ tra i blocchi possono essere solo di compressione e che queste si annullano se la distanza g tra i blocchi è maggiore di zero, cioè:

$$t_N(x) \leq 0\,,\, t_N(x) = 0 \text{ se } g > 0.$$

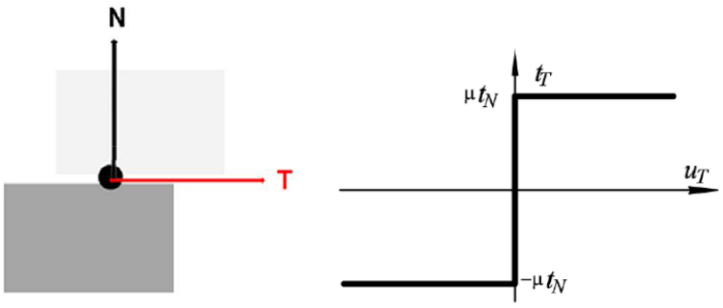



**FIGURA 74** LEGGE DI COULOMB

La legge di Coulomb (o legge di attrito secco), afferma che lo scivolamento tra i blocchi $u_T$ è possibile solo se si oltrepassa una certa soglia di resistenza $\mu t_N$, proporzionale allo sforzo normale $t_N$. Sostanzialmente tra i due blocchi si ha un certo attrito che, se non superato, permette la stabilità del sistema: una volta superata la soglia si ha scivolamento relativo tra i blocchi.

## 6.2. IL CODICE DI CALCOLO LMGC90

Lo sviluppo del codice di calcolo LMGC90 (*Logiciel de Mécanique Gérant le Contact*) si deve al lavoro di ricerca portato avanti nel Laboratorio di Meccanica e del Genio Civile dell'Università di Montpellier II da Frédéric Dubois e Michel Jean. Tale programma è dedicato alla modellazione di una vasta collezione di oggetti (sia nel 2D che nel 3D) e permette di gestire i *problemi multicontatto*. Utilizzato per modellare il comportamento globale di sistemi discreti (materiali granulari, edifici costituiti da blocchi, ecc.), considera il comportamento dinamico proprio di ogni componente del sistema in interazione con gli altri elementi ed è particolarmente adatto per modellare il comportamento di strutture in muratura. La scelta delle leggi di interazione reciproca tra i blocchi (attrito, coesione, ecc.) e dei modelli volumetrici (rigido, deformabile) da assegnare ai vari elementi della struttura, permette di rappresentare il comportamento di questi assemblaggi discreti e le fenomenologie che generalmente si osservano (ribaltamento, scivolamento, comportamento misto).

## 6.3. MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA: MODELLO DEM

### 6.3.1. Semplificazioni del metodo NSCD

Le leggi che descrivono il metodo Non smooth contact dynamics hanno bisogno di semplificazioni per l'applicazione pratica a un modello complesso come quello del caso studio. Tali approssimazioni riguardano quei comportamenti che nel caso di una muratura antica possono essere trascurati. Il contatto tra i blocchi simulato nel modello non tiene conto di impatti elasto plastici regolati dalle leggi di Newton o Poisson (impulsi): in tal caso la legge di Newton ha un coefficiente di restituzione pari a zero, cioè non vengono presi in considerazione i *fenomeni di rimbalzo* e sovrastima l'energia dissipata durante gli urti. Si può

osservare che, per sistemi formati da blocchi di mattoni o pietre, il coefficiente di restituzione avrebbe valori molto bassi e renderebbe i fenomeni di rimbalzo secondari. Per tale considerazione è lecito trascurare i rimbalzi e rendere il modello meno accurato, ma allo stesso tempo meno oneroso e chiaramente descrittivo della situazione reale.

Un'ulteriore semplificazione che è possibile fare consiste nel trascurare la *coesione* delle relazioni di contatto, in quanto nella realtà sarebbe data dalla qualità della malta presente tra i mattoni o tra i conci di pietra. Nel caso di una muratura antica la malta si presenta solitamente deteriorata e con qualità molto scarse a causa della degradazione data dal tempo. Inoltre anche la *deformabilità dei blocchi* si considera nulla in quanto l'interesse primario dell'analisi è l'interazione dinamica tra le diverse parti e non le sollecitazioni risultanti sui diversi elementi. Questa semplificazione riduce drasticamente l'onere computazionale complessivo dell'analisi e permette di concentrarla sui meccanismi di danno. Infine si può trascurare anche lo *smorzamento*, fondamentale nei modelli continui, in quanto l'energia è dissipata grazie all'attrito tra i blocchi e agli impatti perfettamente plastici.

### 6.3.1. Modello del caso studio

Il modello 3D del caso studio è stato creato a partire dalle ortoimmagini estrapolate dal modello di rilievo con drone. Per la torre si è scelto di riprodurre la geometria esattamente come la situazione reale, compresa la tessitura muraria esterna e interna, le bucature e la galleria presente sul blocco più massiccio. Il disegno della tessitura della torre ha portato all'approssimazione dello spessore dei giunti a partire dal rilievo dal disegno cad. Infatti, grazie alla regolarità dei conci di arenaria, è stato possibile creare filari orizzontali continui su tutto il perimetro della torre, variando solo i giunti verticali.



**FIGURA 75** PROCEDIMENTO PER LA DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA: ESPORTAZIONE ORTOIMMAGINE (A), GEOMETRIA RIPORTATA AL CAD (B), IMPORTAZIONE DEL FILE CAD NEL PROGRAMMA DI MODELLAZIONE (C)

Una volta restituiti tutti i prospetti della torre, sono stati importati nel programma Midas sotto forma di file dxf, opportunamente orientati secondo la direzione Nord Sud e si è modellato il 3D. L'edificio dell'ex palazzo comunale è stato approssimato con blocchi di grande dimensione, corrispondenti a due filari della torre e di larghezza di circa 1 metro ciascuno. Tale scelta è stata obbligata dalla necessità di ridurre il numero di blocchi totali e dall'intenzione dell'analisi di indagare il comportamento della torre in relazione all'adiacenza dell'edificio.

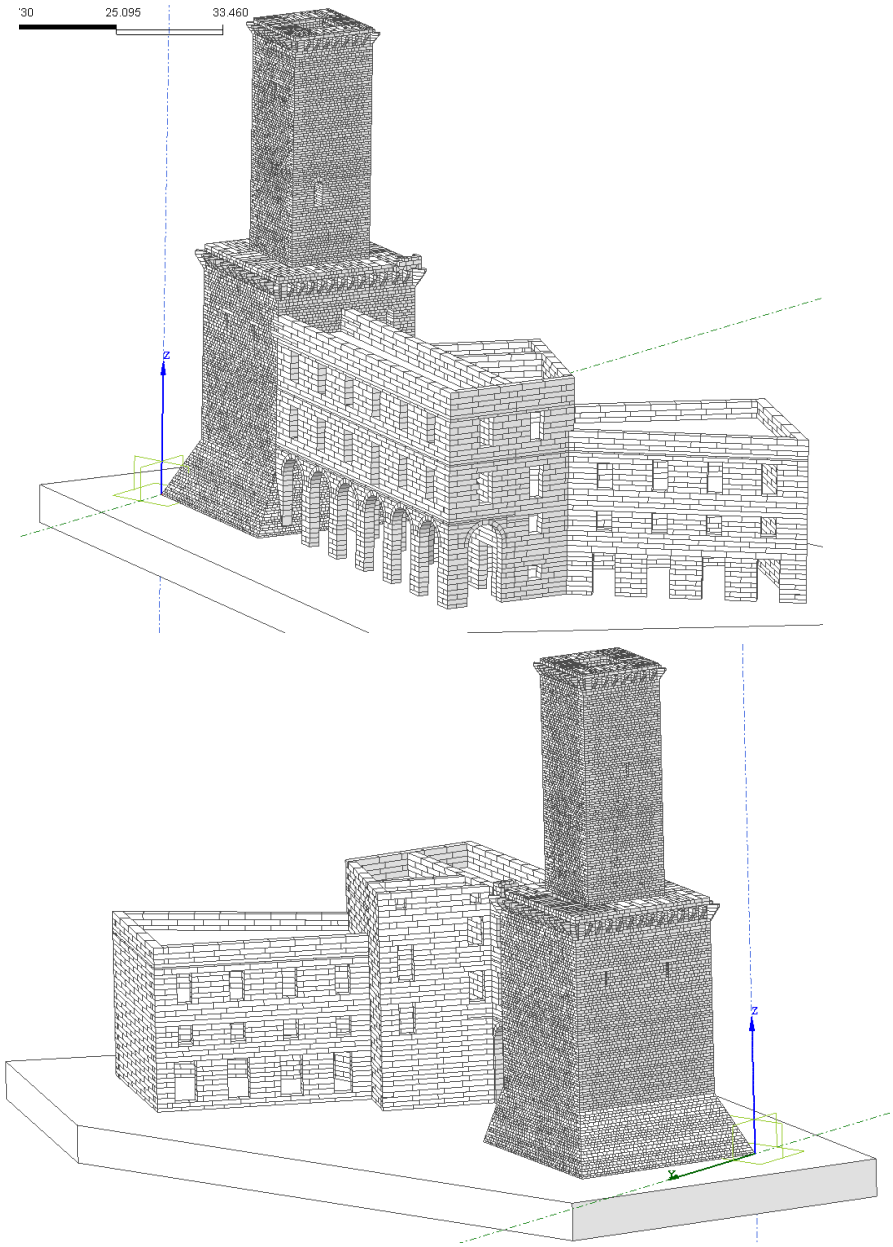



**FIGURA 76** MODELLO 3D DAL PROGRAMMA MIDAS

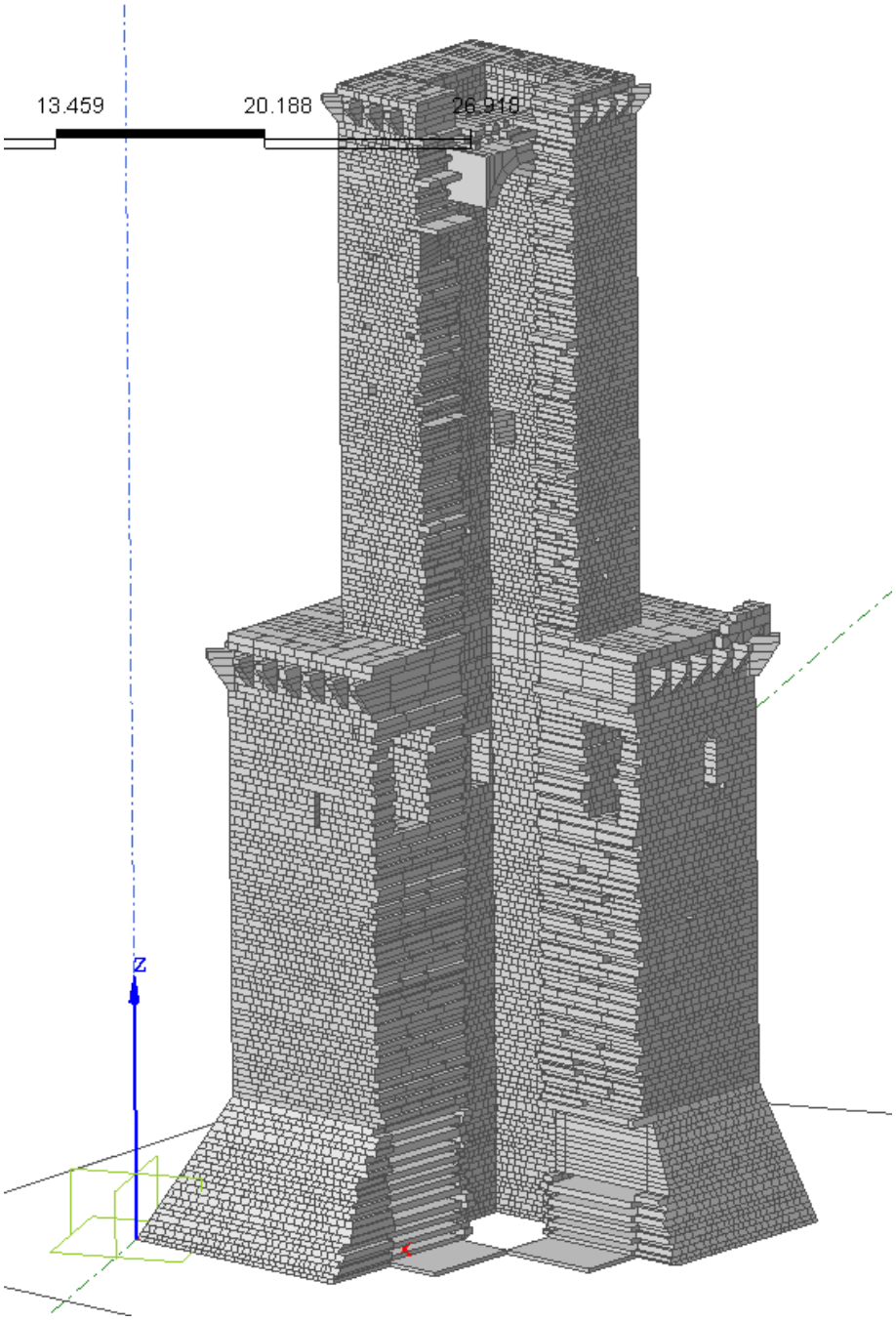



**FIGURA 77** INTERNO DEL MODELLO DEL CASSERO

Il modello della torre conta 37918 blocchi e rispecchia lo spessore murario dei paramenti:

- La base a scarpa è stata modellato tenendo conto di un possibile nucleo interno, visto lo spessore murario molto ampio, con la tessitura esterna a ricoprimento;
- Il corpo centrale è stato formato da muratura piena a più teste, con attenzione al livello della galleria e alle bucature;

- Il corpo posto in alto è modellato con muratura piena a più teste.

Oltre alla geometria sono stati inseriti i valori relativi al *peso* dei blocchi, inteso nel modello come densità, e il valore dell'*attrito*. Quest'ultimo è stato valutato come il valore associato alla tangente di un angolo di 30°, così come indicato al §C.8.7.1.3.1.1.

I valori da associare ai pesi dei materiali derivano dall'analisi dei carichi, effettuata in modo unico sia per il modello discreto che continuo. Nel modello DEM si associa a ogni blocco la sommatoria di tutti pesi (peso proprio, carichi permanenti strutturali e non, carichi variabili) intesi come kg/m³.

Per la torre sono stati trascurati i carichi permanenti e variabili in quanto irrisori rispetto al peso proprio del materiale stesso.

### 6.3.2. Analisi dei carichi

I carichi sono stati differenziati in base alla stratigrafia dei solai, così come individuata nella fase di rilievo.

| **Palazzo comunale** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Piano primo | | | | | |
| | **Stratigrafia** | **spessore (m)** | **Peso specifico (kN/m³)** | **Peso (kN/m²)** | **Carico** |
| **G1** | Soletta ca | 0.15 | 25 | 3.75 | **3.75** |
| **G2** | Pavimento | 0.02 | 19 | 0.38 | **2.84** |
| | Volta in mattoni | 0.07 | 18 | 1.26 | |
| | Tramezzi | | | 1.2 | |
| **Q** | Carico variabile | 3 | kN/m² | | **3** |
| Piano secondo | | | | | |
| | **Stratigrafia** | **spessore (m)** | **Peso specifico (kN/m³)** | **Peso (kN/m²)** | **Carico** |
| **G1** | Soletta ca | 0.1 | 25 | 2.5 | **2.5** |
| **G2** | Pavimento | 0.02 | 19 | 0.38 | **4.2** |
| | Massetto | 0.06 | 18 | 1.08 | |
| | Pignatte | 0.14 | 11 | 1.54 | |
| | Tramezzi | | | 1.2 | |
| **Q** | Carico variabile | 3 | kN/m² | | **3** |

| Palazzo teatro | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Piano mezzanino | | | | | | |
| | **Stratigrafia** | **spessore (m)** | **dimensione (m)** | **Peso specifico (kN/m³)** | **Peso (kN/m²)** | |
| **G1** | Soletta ca | 0.14 | | 25 | 3.5 | **3.5** |
| **G2** | Pavimento | 0.02 | | 19 | 0.38 | **4.16** |
| | Massetto | 0.06 | | 18 | 1.08 | |
| | Travi in legno (3) | 0.25 | 0.15 | 6 | 1.5 | |
| | Tramezzi | | | | 1.2 | |
| **Q** | Carico variabile | 3 | | kN/m² | | **3** |
| Piano primo | | | | | | |
| | **Stratigrafia** | **spessore (m)** | | **Peso specifico (kN/m³)** | **Peso (kN/m²)** | |
| **G1** | Soletta ca | 0.09 | | 25 | 2.25 | **2.25** |
| **G2** | Pavimento | 0.02 | | 19 | 0.38 | **4.38** |
| | Massetto | 0.07 | | 18 | 1.26 | |
| | Pignatte | 0.14 | | 11 | 1.54 | |
| | Tramezzi | | | | 1.2 | |
| **Q** | Carico variabile | 3 | kN/m² | | | **3** |

| Scala CA | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | B (m) | H (m) | L (m) | **Peso specifico KN/m³** | Peso kN/m² | |
| Soletta CA | **G1** | 1 | 0.05 | 1 | 25 | 1.25 | 7 |
| Gradini CA | | | | | 25 | 2 | |
| pianerottolo | | | 0.15 | | 25 | 3.75 | |
| massetto | **G2** | | 0.08 | | 18 | 1.44 | 1.8 |
| pavimento | | | 0.02 | | 18 | 0.36 | |
| Variabile Cat B scale | **Q** | | | | | 4 | 4 |

| Copertura (Comune + teatro) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | **B** | **h** | **i** | **Peso specifico** | **Peso** |
| Peso Proprio Strutturale G1 | m | m | m | KN/m³ | KN/m² |
| Travi | 0.27 | 0.18 | 3.30 | 6.00 | 0.09 |
| Terzere | 0.19 | 0.19 | 0.50 | 6.00 | 0.43 |
| Travetti | 0.04 | 0.08 | 0.30 | 6.00 | 0.06 |
| Pianelle | | 0.04 | | 18.00 | 0.72 |
| **TOTALE G1** | | | | | **1.31** |

| Carico Permanente non Strutturale G2 | m | m | m | KN/m³ | KN/m² |
|---|---|---|---|---|---|
| Manto Impermeabilizzante | | | | | 0.30 |
| Cappa in malta di calce | | 0.025 | | 19.00 | |
| Manto di copertura in coppi | | | | | 0.80 |
| **TOTALE G2** | | | | | **1.10** |
| Carico Variabile qk copertura | | | | | **0.5** |

Nel modello discreto sono stati modellati i solai come solidi unici, in modo da scaricare i carichi su tutte le murature perimetrali: tale scelta si giustifica a partire dal fatto che su tutti i solai oggetto di intervento a seguito dei danni del sisma del 1997 sono state inserite solette armate e quindi si possono considerare rigidi nel proprio piano.

Il peso dei blocchi è stato valutato in base alla tabella C.8.5.I delle NTC scegliendo per la torre la tipologia "*muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo*" e per l'edificio la tipologia "*muratura in mattoni pieni e malta di calce*".

Una volta definiti i solidi si è proceduto alla trasformazione degli stessi in mesh e alla definizione dei parametri numerici:

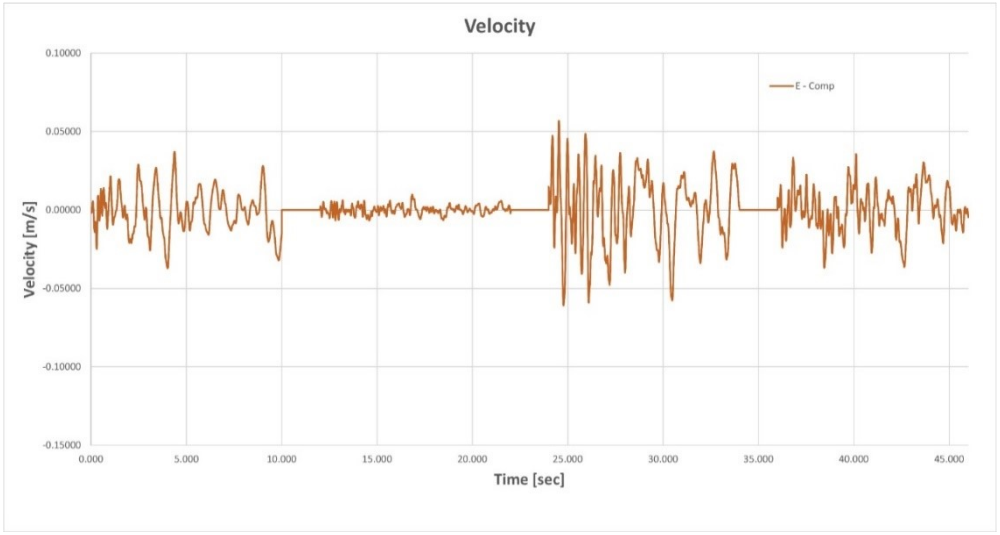
- *Distanza di allerta*: essa definisce, la distanza in cui cercare i potenziali contatti intorno ad ogni blocco. Il suo valore è pari a 1,25·10-2, in modo da avere un buon compromesso tra onere e precisione dei risultati;
- *Tolleranza* dell'algoritmo, imposta pari a 1·10-5;
- *Valore ϑ*: questo è il parametro relativo al metodo per l'integrazione delle equazioni dinamiche. Esso può avere valori compresi tra 0,5 e 1,0 e nel caso in esame è stato scelto pari a 0,5 e lo schema è conservativo per l'evoluzione;
- *Time step*, cioè l'ampiezza del passo temporale considerato per ogni step: tale parametro influisce sulla precisione del calcolo. L'analisi effettuata è composta da 9200 step, con passo temporale pari a 0,005 s, quindi la durata totale della simulazione del sisma è di 46 secondi.

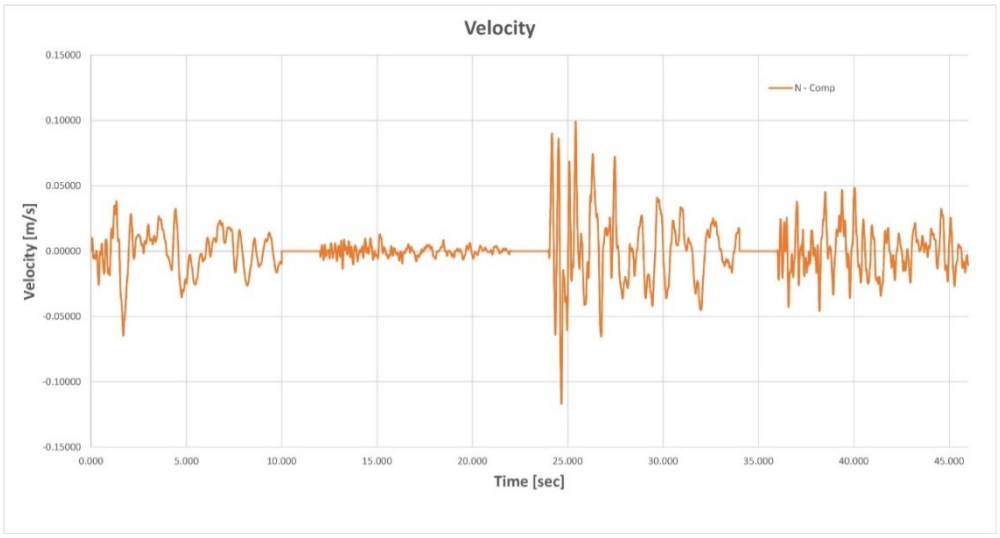
### 6.3.3. Analisi dinamica non lineare

L'analisi è stata condotta applicando al modello un velocigramma reale, relativo alla sequenza sismica del 24 agosto 2016, 26 ottobre 2016 e 30 ottobre 2016.

Nel codice di calcolo LMGC90 non è possibile applicare il sisma in termini di accelerazioni, in quanto i dati di input possono essere soltanto velocità e forze esterne. Si considerando quindi i velocigrammi estrapolati dal sito www.strongmotioncenter.org/ e sotto riportati.

Della sequenza sismica sono stati considerati 46 secondi totali, corrispondenti ai picchi delle tre scosse. I velocigrammi vengono divisi in base alle due direzioni (Nord Sud, Est Ovest) e alla componente verticale (Asse Z) e sono applicati contemporaneamente, in modo da simulare la reale propagazione di un terremoto.



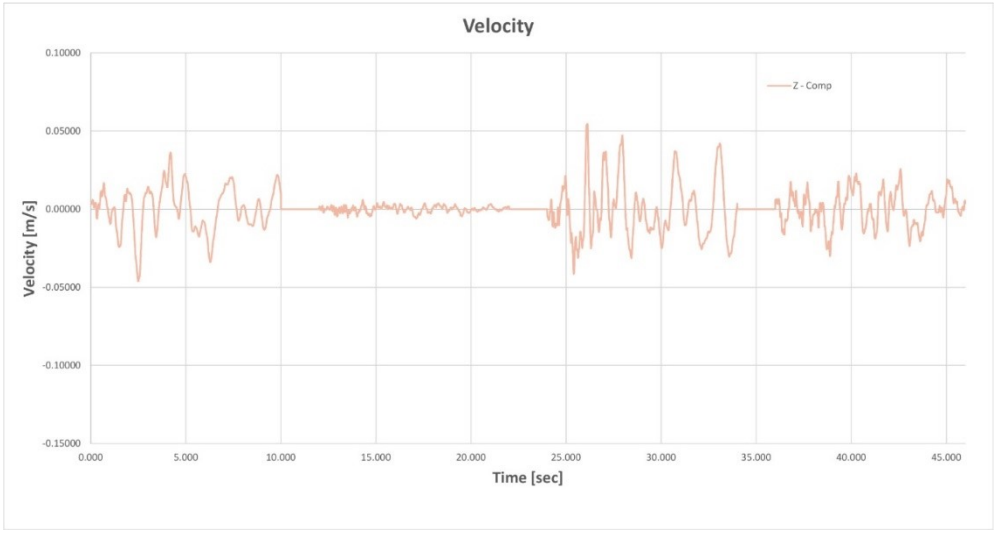




**FIGURA 78** VELOCIGRAMMI E-O, N-S, Z DEI PICCHI DELLA SEQUENZA SISMICA

# 7. MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E ANALISI AL CONTINUO

Il programma Midas presenta diverse entità geometriche, le quali differiscono per geometria e gradi di libertà. Nel modello FEM del caso studio è stato utilizzato l'elemento di tipo brick che possiede tre gradi di libertà per ogni nodo, ognuno dei tre corrispondenti alle possibili traslazioni, ma non trasferisce alcuna rigidezza per gli altri gradi di libertà. Gli elementi brick vengono utilizzati per modellare componenti strutturale in cui nessuna dimensione è trascurabile rispetto alle altre.

## 7.1. MODELLO DEL CASO STUDIO

Come descritto per il modello DEM, si procede importando il file dxf dal rilievo e si modellano gli elementi approssimando eventuali irregolarità in pianta. La modellazione dei solidi deve essere fatta in modo da assicurare l'adesione tra le varie facce, in modo da assicurare un comportamento globale della struttura. Tale controllo viene effettuato con il comando *check duplicate,* il quale permette di evidenziare in arancione le facce correttamente connesse tra loro.

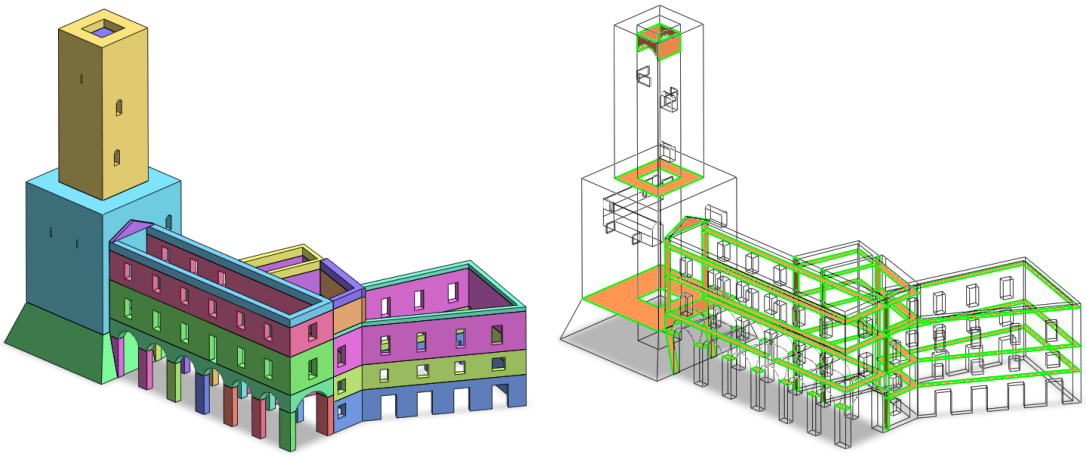


**FIGURA 79** MODELLO AL CONTINUO DEL CASO STUDIO (A) E CONTROLLO DEL MODELLO (B)

### 7.1.1. Non linearità dei materiali: Concrete Damaged Plasticity

I materiali definiti per il modello FEM riprendono le caratteristiche definite dalla tabella C.8.5.I, così come per il modello DEM. Il legame costitutivo di ogni elemento può essere descritto da precise legge adattate per ogni materiale: il *concrete damaged plasticity* (CDP) descrive un modello di danno e plasticità isotropo che può essere applicato a tutti i materiali fragili, sebbene nasca originariamente per descrivere il comportamento del calcestruzzo.

Le principali caratteristiche di questo legame costitutivo sono:

- diverse tensioni di snervamento a trazione e compressione, di conseguenza diverso comportamento: in particolare, a trazione si ha un incrudimento negativo (softening), mentre a compressione un incrudimento positivo (hardening) seguito da softening fino a rottura;
- isotropia, cioè risposta del materiale costante per ogni direzione considerata;
- diverso degrado della rigidezza elastica a trazione e compressione.

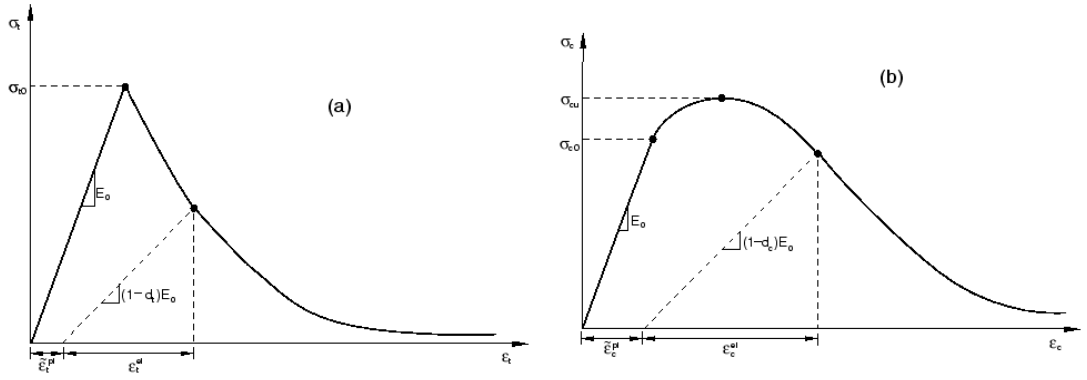



**FIGURA 80** CURVE ANELASTICHE UNIASSIALI A TRAZIONE (A) E COMPRESSIONE (B)

Per l'assegnazione delle curve si è proceduto a definire, in base alle NTC, i valori di modulo elastico, resistenza a trazione e compressione dei due materiali (muratura a conci di arenaria per la torre e in mattoni per l'edificio), opportunamente ridotti del coefficiente relativo a un livello di conoscenza LC1. Si riassumono i valori definiti per i due materiali.

| | E (N/mm²) | v | W (kN/m³) | ecc | fb0/ fc0 | Kc | vis | fc | ft |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Torre** | 1440 | 0.25 | 20 | 0.2 | 1.16 | 0.66666 | 0.002 | -1.4815 | 0.1481 |
| **Edificio** | 1800 | 0.25 | 18 | 0.2 | 1.16 | 0.66666 | 0.002 | -1.7778 | 0.1778 |

A partire dai valori di resistenza a compressione e trazione, il programma Midas restituisce la curva così come di seguito illustrato.

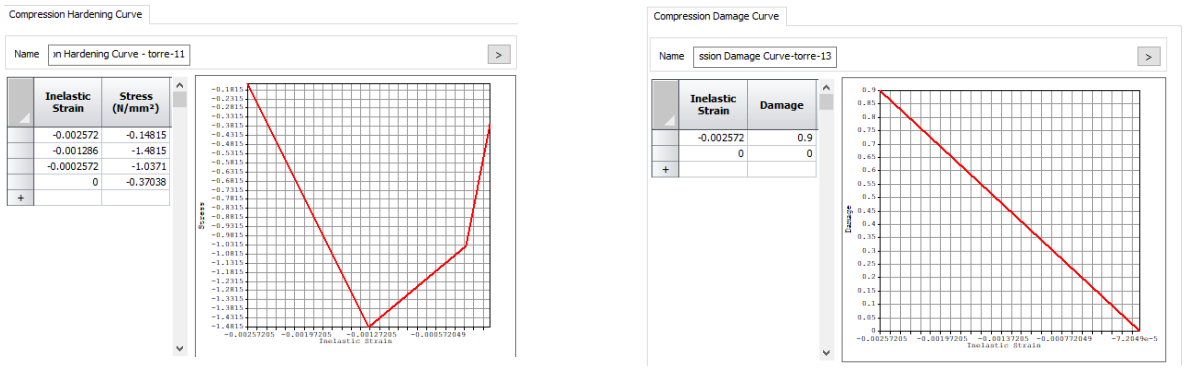



**FIGURA 81** COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE PER LA TORRE (CDP)

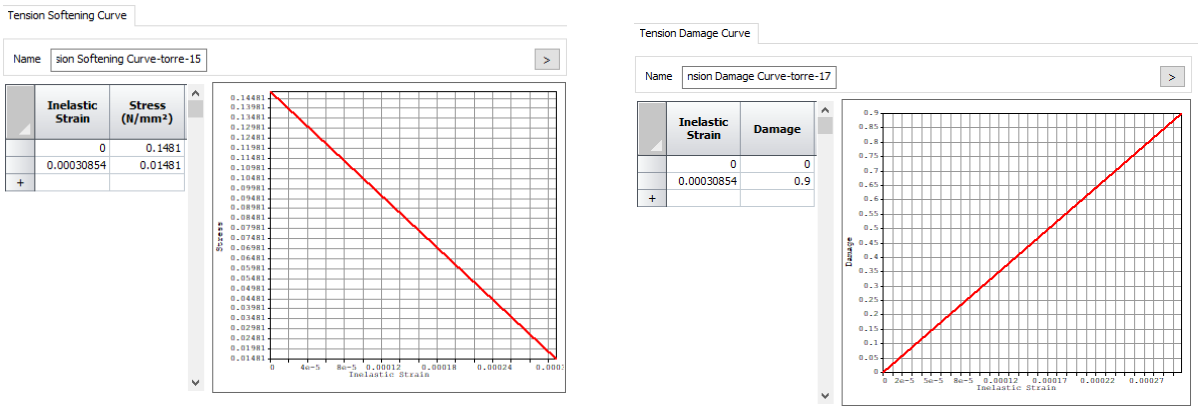



**FIGURA 82** COMPORTAMENTO A TRAZIONE PER LA TORRE (CDP)

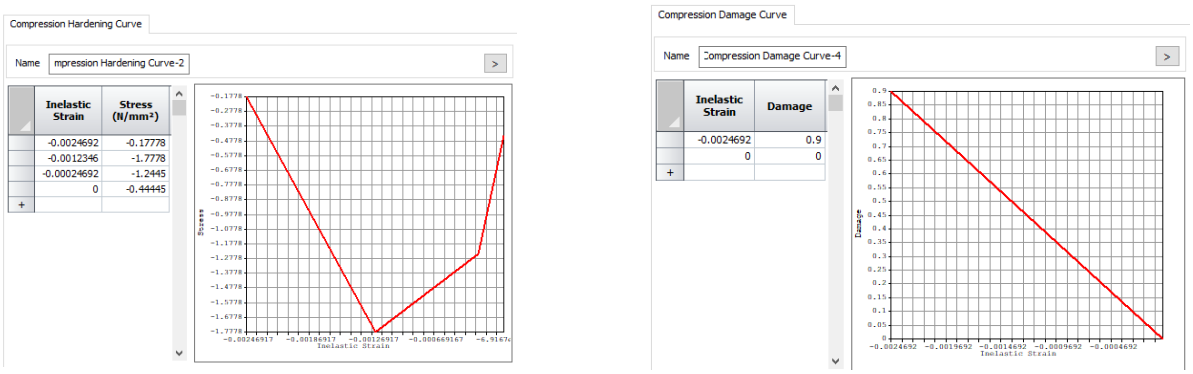



**FIGURA 83** COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE PER L'EDIFICIO (CDP)

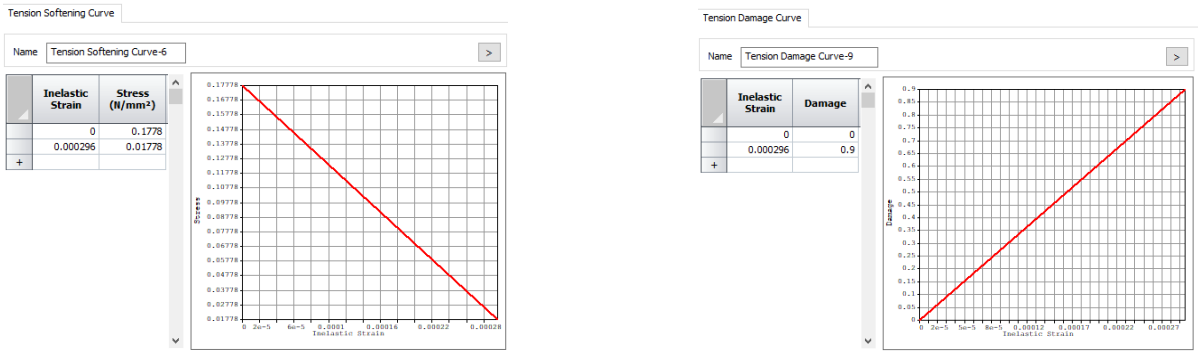



**FIGURA 84** COMPORTAMENTO A TRAZIONE PER L'EDIFICIO (CDP)

### 7.1.1. Creazione della mesh

Una volta ottenuto il modello e creati i materiali da assegnare, sono stati convertiti i solidi in mesh, cioè in piccoli elementi tetraedrici che saranno poi sollecitati nell'analisi. Nella creazione della mesh si sceglie la dimensione dei triangolini sulla base della dimensione dell'edificio e sull'accuratezza che si vuole ottenere: nel caso in esame si è scelta una dimensione di 0,4 m che permette un compromesso tra le varie esigenze.

Una volta creata la mesh, si controlla che effettivamente sia continua tra i diversi elementi, in modo tale che possano essere considerati uniti e tradurre correttamente il comportamento grobale.

### 7.1.2. Assegnazione dei carichi e dei vincoli

Per svolgere l'analisi è necessario assegnare alla mesh creata i carichi agenti. Per la torre si è scelto di assegnare solo il *Peso proprio*, assegnando il valore -1 in Z al peso del materiale, in quanto predominante rispetto a tutte le altre tipologie di carichi.

All'edificio sono stati assegnanti tutti i carichi, così come analizzati al cap. 6.3.3, considerando i solai gravanti su tutte le murature perimetrali e ripartendo i carichi per ogni area di influenza.

In seguito sono stati inseriti i vincoli alla base, tradotti nel programma come incastri, applicandoli a ogni punto della mesh.

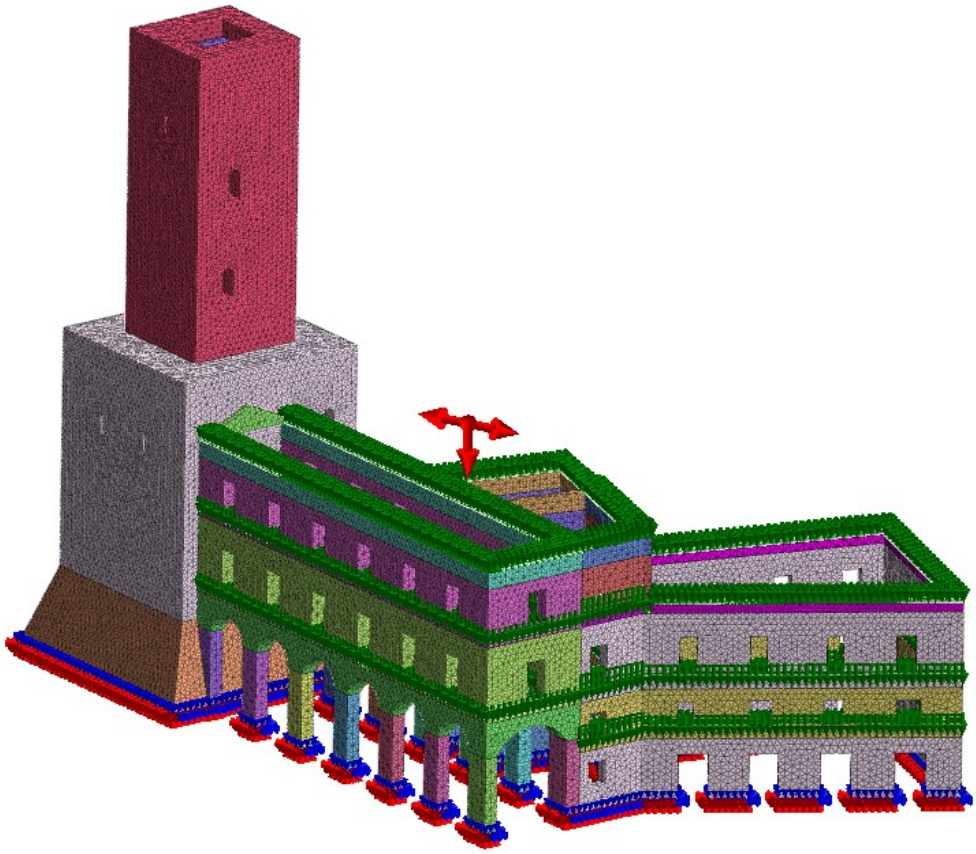


**FIGURA 85** MESH CON VINCOLI E CARICHI

### 7.1.3. Combinazione sismica

La combinazione sismica permette di tradurre i carichi in massa sismica, in modo da renderla poi partecipante all'analisi.

La combinazione sismica, così come previsto al §2.5.3 comprende:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} \dots$$

| Categoria/Azione variabile | $\psi_{0j}$ | $\psi_{1j}$ | $\psi_{2j}$ |
|---|---|---|---|
| Categoria A Ambienti ad uso residenziale | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria B Uffici | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria D Ambienti ad uso commerciale | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria H Coperture | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota > 1000 m s.l.m.) | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Variazioni termiche | 0,6 | 0,5 | 0,0 |

**FIGURA 86** COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE NTC

cioè considera totalmente i carichi permanenti strutturali e non strutturali, ma considera solo il 60% dei sovraccarichi per la categoria in esame "*ambienti suscettibili di affollamento*".

## 7.2. ANALISI MODALE

Prima di svolgere l'analisi dinamica non lineare della struttura, è stata condotta un'analisi dinamica lineare (modale) in modo tale da ottenere informazioni utili sui principali modi di vibrare della struttura e sulle masse partecipanti nelle direzioni X, Y e Z. Per ciascuna direzione principale considerata sono stati ottenuti i modi propri di vibrare, il periodo di oscillazione e la relativa massa modale partecipante percentuale, al cine di individuare i modi più significativi nelle tre diverse direzioni. Inoltre è necessario verificare che almeno l'85% della massa dell'edificio partecipi all'analisi, in modo da ritenerla significativa, e si sono quindi analizzati i primi 100 modi di vibrare.

In base all'analisi modale svolta si ottiene che all'85esimo modo di vibrare lungo X partecipa l'85,36% della massa e lungo Y l'85,09%, mentre lungo Z non si raggiunge la massa adeguata. Il modo principale di vibrare è il settimo modo, in quanto sia lungo X che lungo Y si ha la massima massa partecipante:

- 15.83% di massa partecipante lungo X;
- 22.25% di massa partecipante lungo y.

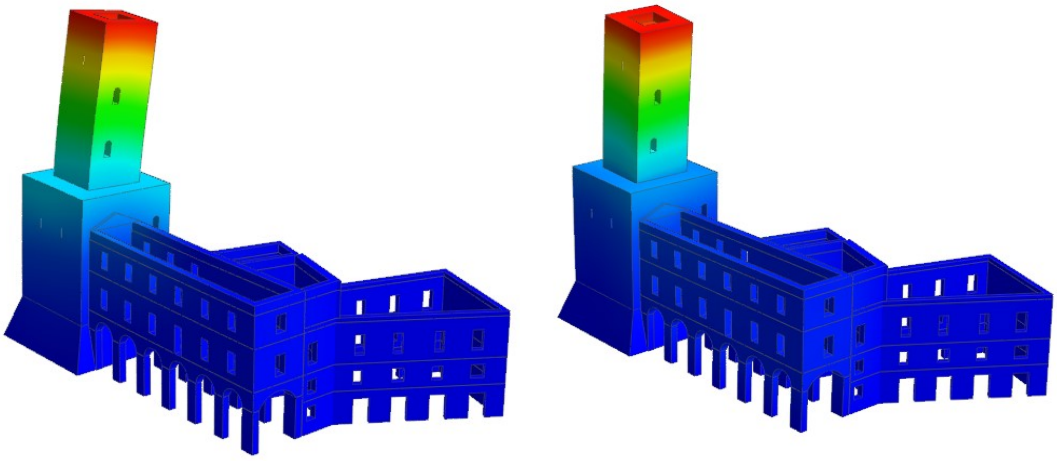


**FIGURA 87** DEFORMATE RELATIVE AL PRIMO E SECONDO MODO DI VIBRARE

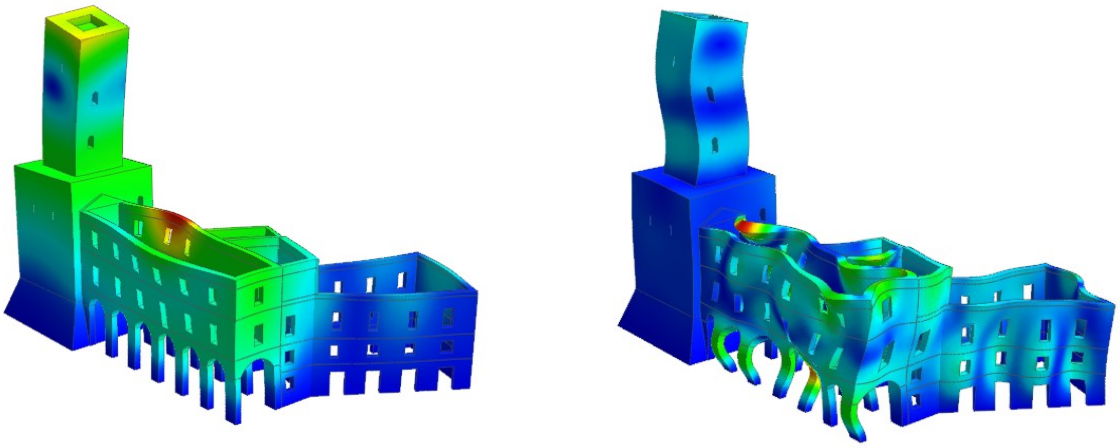


**FIGURA 88** DEFORMATE RELATIVE AL SETTIMO E ALL'85ESIMO MODO DI VIBRARE

## 7.1.ANALISI DINAMICA NON LINEARE

L'analisi dinamica non lineare viene svolta applicando in successione 3 accelerogrammi relativi a eventi sismici. Nel caso in esame viene utilizzato un accelerogramma reale, composto dai tre picchi degli eventi sismici del 24 agosto 2016, 26 ottobre 2016 e 30 ottobre 2016.

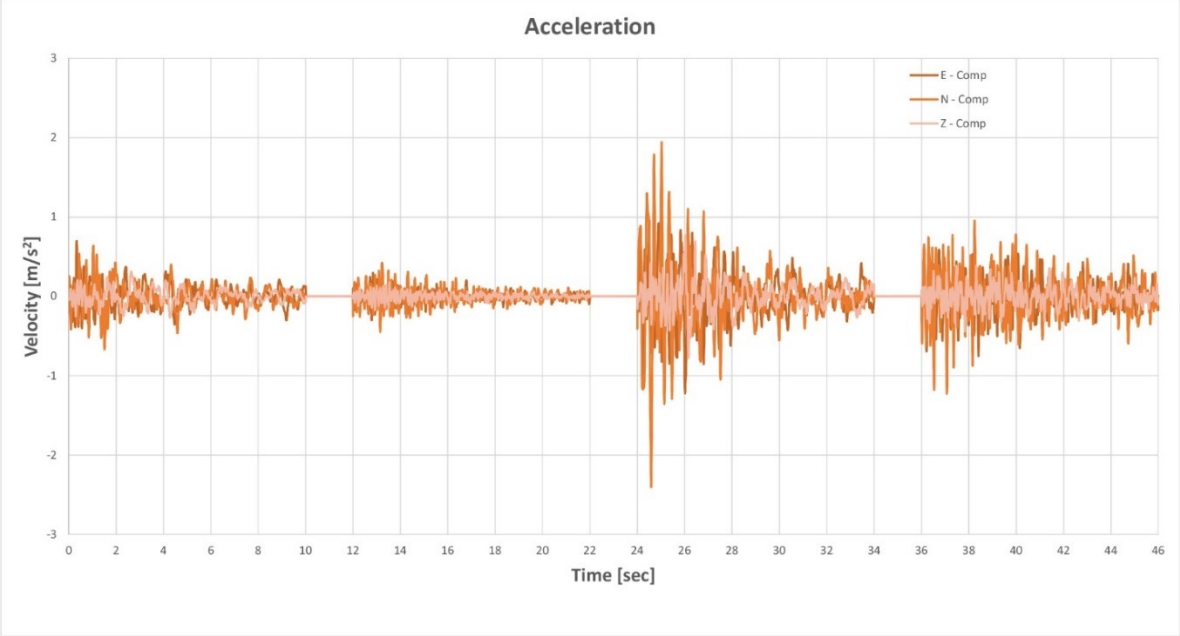



**FIGURA 89** ACCELOGRAMMI LUNGO X,Y,Z

Si è esportato l'accelerogramma interessato lungo le direzioni principali: la direzione X, corrispondente a un sisma che si propaga in direzione est-ovest, la direzione Y, corrispondente a un sisma lungo la direzione nord-sud e la direzione Z.

Gli eccelogrammi vengono introdotti nel programma di analisi importando i valori di tempo e accelerazione, come sotto illustrato.

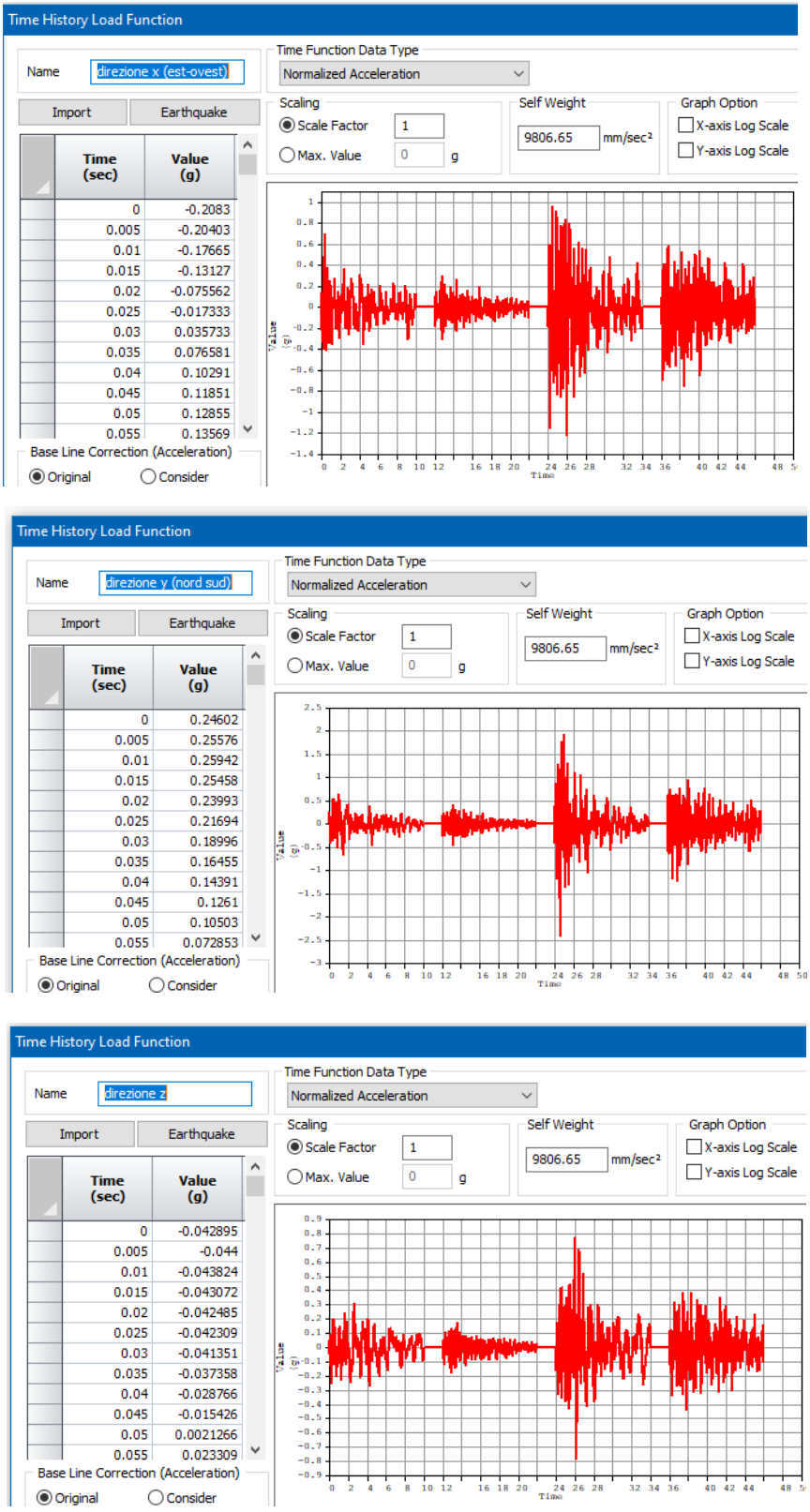



**FIGURA 90** ACCELEROGRAMMI INTRODOTTI NEL MIDAS

# 7. BIBLIOGRAFIA


1. Coïssona E., Ferretti D., Lenticchia E. *Analysis of damage mechanisms suffered by Italian fortified buildings hit by earthquakes in the last 40 years*, Bulletin of Earthquake Engineering, 2017
2. Costantini M, *Il sistema difensivo dello Stato di Camerino,* La nuova stampa, 2015
3. Ferrante A. *Il metodo NSCD per la vulnerabilità sismica di murature storiche. Il caso studio della torre campanaria di San Ciriaco in Ancona,* tesi di laurea, 2017
4. Gaggiotti G. *Castelraimondo (II edizione)*, 1986
5. Grassi Leonardi G. *ARCHITETTURE FORTIFICATE E TERREMOTO Influenza delle tecniche costruttive sui meccanismi di danno,* tesi di dottorato, 2017
6. Montesi F. *Quando e da chi è stato costruito il Cassero di Castelraimondo?,* articolo, 2012
7. Moriconi P. (cur.) *Castelraimondo nell'anniversario dei 700 anni dalla sua fondazione.* edito da Comune di Castelraimondo, 2011

# RINGRAZIAMENTI

Il primo ringraziamento va al Professore Francesco Clementi, relatore di questa tesi, soprattutto per essere il primo a credere nelle capacità degli studenti, forse ancora prima di loro.

La ringrazio per avermi introdotto in questo mondo che altrimenti non avrei conosciuto. Per la sua infinita disponibilità senza orari e intelligenza nel risolvere i problemi.

Sicuramente questo lavoro non sarebbe stato possibile senza Mattia. Grazie per avermi seguita con così tanta pazienza. Ammiro la tua perseveranza e costanza in ciò che fai.

Un ringraziamento va anche a Leonardo, Cristhian, Angela, Ersilia ed a tutta la squadra di persone veramente capaci che ho incontrato.

Un pensiero all'università, che è stata la mia casa negli ultimi anni, per tutte le belle esperienze che mi ha permesso, ma soprattutto per le sfide che mi ha permesso di superare. Ne esco con la consapevolezza di essere una persona migliore del primo giorno che sono entrata.