

La Rocca Strozzi a Campi Bisenzio: Analisi strutturali e proposte di interventi di consolidamento e miglioramento sismico

Michele BETTI, Maurizio ORLANDO, Paolo SPINELLI, Fabrizio ANTENORE, Maria Teresa CRISTIANO

Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale - Università degli Studi di Firenze

RIASSUNTO

La memoria si pone lo scopo di valutare, alla luce delle vigenti normative, il livello di sicurezza strutturale della Rocca Strozzi a Campi Bisenzio (FI). Dopo una prima parte in cui vengono riportate una descrizione della geometria strutturale e dello stato di conservazione della Rocca, in una seconda parte sono sviluppate le verifiche di sicurezza sia nei confronti dei carichi gravitazionali sia nei confronti dell'azione sismica. La memoria si conclude individuando e descrivendo possibili interventi strutturali finalizzati al recupero funzionale e alla riduzione della vulnerabilità sismica della struttura.

ABSTRACT

The paper aims to assess, taking into account the actual Italian Recommendations, the static and seismic safety of the Rocca Strozzi in Campi Bisenzio (FI). After a description of the geometric configuration of the structure, together with its state of conservation, the performed static and seismic analyses are reported and discussed. The analyses are aimed to both assess the actual damage state and to evaluate the seismic safety of the fortress. Results of these analyses are employed, in the last part of the paper, to propose possible structural retrofitting aimed at the reduction of the seismic vulnerability of the Rocca Strozzi.

1 INTRODUZIONE

Buona parte del patrimonio edilizio e monumentale italiano è costituito da edifici in muratura. Essi per loro stessa natura risultano essere sensibili sia al danneggiamento sia ai fenomeni di deterioramento conseguenti, ad esempio, ad un prolungato abbandono. La salvaguardia e la conservazione di questi edifici, specie in questo momento storico di prolungata crisi, è un tema che presenta rilevanti ricadute economiche e sociali, come anche recentemente ribadito dalla comunità scientifica [1].

Sotto il profilo tecnico la loro conservazione, ed il parallelo recupero strutturale e funzionale, rappresenta tuttora una sfida per la moderna ingegneria. L'analisi strutturale delle costruzioni storiche in muratura, infatti, specie per gli edifici a carattere monumentale, richiede attenzioni e

cautele che esulano dagli approcci di calcolo tradizionalmente disponibili per lo studio delle nuove costruzioni in quanto i modelli ed i metodi di calcolo abitualmente impiegati per gli edifici ordinari non possono essere applicati acriticamente. Inoltre, ad aggiungere incertezza nei riguardi delle modalità di analisi, e nella interpretazione del comportamento strutturale, va considerato anche il fatto che molto spesso risulta estremamente complesso individuare in modo chiaro l'effettivo schema statico di una fabbrica che è venuta modificandosi nei secoli. I professionisti coinvolti in questi problemi debbono quindi avere non solo una comprensione dell'evoluzione storico-costruttiva dell'edificio, ma anche le competenze necessarie a colmare le inevitabili lacune comunque presenti nel percorso di conoscenza del manufatto. Si considerino, infatti, tra i molteplici aspetti, anche

le difficoltà connesse alla possibilità di svolgere una esaustiva campagna di prove sperimentali per la caratterizzazione meccanica dei materiali; difficoltà legate sia al valore artistico e culturale del manufatto, sia ai costi economici connessi alla loro esecuzione.

In questo contesto, e considerando le problematiche sopra richiamate, il lavoro si pone lo scopo di valutare il livello di sicurezza strutturale alla luce delle vigenti normative della Rocca Strozzi a Campi Bisenzio (FI), individuando possibili interventi strutturali finalizzati a ridurre la vulnerabilità sismica.

Il lavoro si articola così in tre fasi. In una prima fase, necessaria anche per selezionare l'ideale scala di modellazione, viene presentata l'attività svolta per acquisire una sufficiente conoscenza formale e materiale dell'edificio (dettagli costruttivi, tipologia delle murature e degli orizzontamenti, quadri fessurativi, connessioni tra i setti murari, etc.). Tale indagine è di fondamentale importanza in quanto il progettista deve necessariamente formarsi un quadro complessivo della costruzione, al fine di poter individuare eventuali carenze strutturali per le successive strategie di analisi, oltre a possibili interventi di riabilitazione strutturale la cui efficacia deve essere valutata analiticamente nelle successive fasi. Un adeguato livello di conoscenza si raggiunge, innanzitutto, tramite un'attenta ispezione visiva che permetta di individuare le caratteristiche architettoniche ed eventuali cause di degrado (in atto, o preesistenti). Quando possibile, inoltre, una mirata campagna d'indagini sperimentali in situ permette di ricavare informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Nel caso della Rocca Strozzi è stato ritenuto, volendo verificarne il livello di sicurezza nel quadro definito dalle vigenti normative, di stimare le caratteristiche meccaniche in base alle indicazioni contenute nelle NTC2008 [2]. Sulla scorta delle informazioni acquisite nella fase di ispezione visiva (integrate queste con i risultati di ricerche sia storiche sia relative a recenti interventi), in base al livello di conoscenza acquisito, sono stati così stimati i parametri meccanici necessari allo sviluppo delle analisi strutturali. Le informazioni acquisite in questa fase sono anche state d'indirizzo per la scelta della scala di modellazione. Data la particolare geometria strutturale (nonostante la relativa regolarità dell'impianto planimetrico), una

modellazione con elementi solidi del complesso strutturale è stata ritenuta utile al fine di riprodurre con sufficiente affidabilità le specifiche architettoniche del complesso. Una seconda fase ha riguardato lo svolgimento delle verifiche di sicurezza degli elementi strutturali della Rocca, sia nei confronti dei carichi gravitazionali sia in relazione all'azione sismica. In questa fase è stato fatto riferimento, oltre che alle NTC2008 [2] alle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle NTC 2008" [3]. Esse rappresentano un elemento innovativo nel panorama Europeo individuando un percorso di conoscenza e di valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche opportunamente adattato alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale. La terza ed ultima parte del lavoro propone infine una serie di interventi di consolidamento della struttura, individuati sulla base delle problematiche e delle carenze strutturali emerse nelle precedenti fasi di indagine ed analisi. Tali interventi, pur non mirando a riportare la struttura entro i livelli di sicurezza stabiliti dalla norma per le nuove costruzioni (operazione spesso non possibile se non addirittura inappropriata per gli edifici storico-monumentali), sono volti ad incrementare le capacità di resistenza della struttura per azioni orizzontali, rimuovendo alcune delle criticità osservate.

Il lavoro affronta quindi un problema di grande attualità e di notevole interesse culturale ed economico, mostrando come l'integrazione di più strumenti di analisi sia un passo irrinunciabile per la conservazione di un edificio storico monumentale. La valutazione della vulnerabilità sismica di questa classe di strutture è un problema complesso per le molteplici incertezze connesse alla loro stessa natura, e pertanto un procedimento che preveda l'uso congiunto ed integrato di strumenti differenti di analisi è quanto mai necessario.

2 LA ROCCA STROZZI

La Rocca Strozzi, oggetto del presente studio, è ubicata nel Comune di Campi Bisenzio, nella zona centrale della piana Firenze – Prato – Pistoia, sulla riva Nord-Est del fiume Bisenzio (Figura 1). A partire dagli anni '90 le amministrazioni locali hanno rivolto un'attenzione particolare



Figura 1: La Rocca Strozzi (vista dal fiume Bisenzio).

al recupero e alla valorizzazione delle risorse ambientali, culturali e storiche della piana. In questi anni l'amministrazione comunale ha acquistato, e sta recuperando, edifici di elevato valore simbolico e monumentale quali Villa Montalvo, Villa Rucellai, la stessa Rocca Strozzi e il Teatro Dante, oltre ad avere valorizzato e recuperato il centro storico della cittadina stessa. Tra questi, la Rocca Strozzi, è uno degli edifici che maggiormente ha segnato la storia del Comune di Campi Bisenzio, tanto da divenirne il monumento simbolo. Essa, infatti, a partire dalla metà del '200, diventa uno specchio fedele di tutte le vicissitudini sofferte dal territorio campigiano. Saccheggi, conquiste e contrasti tra famiglie nobili hanno continuamente condizionato l'assetto di queste terre, e, di conseguenza, anche l'assetto dell'edificio più importante del borgo che è sempre stato oggetto di contese, rappresentando un importante baluardo difensivo per la vicina città di Firenze [4] [5] [6] [7]. Dal punto di vista architettonico la Rocca Strozzi si presenta come una costruzione a base prevalentemente quadrangolare con un torrione angolare ed un torrino d'angolo (Figura 2). Un ulteriore elemento caratteristico è il camminamento di ronda, il quale risulta attualmente impraticabile anche a causa dello stato di degrado in cui versano alcune sue parti, causato in parte dalla mancanza di un'adeguata manutenzione.



Figura 2: Ingresso alla Rocca Strozzi (cartolina storica).

2.1 Cenni storici ed analisi storico critica

Le vicende della Rocca Strozzi si intrecciano indissolubilmente con quelle che hanno segnato la storia di Campi Bisenzio. Le prime fonti documentali relative alla presenza di una Rocca nel Comune di Campi Bisenzio riportano la presenza di un "Castrum Mazzinghorum" di proprietà della famiglia dei Mazzinghi. Questa prima fortificazione, costruita nel secolo XI, fu in seguito distrutta dai Ghibellini dopo la battaglia di Montaperti (1260). Con il ritorno al potere dei Guelfi, nel 1266, i Mazzinghi rientrarono in possesso delle loro proprietà campigiane costruendo una "potente" torre a presidio dell'attraversamento del fiume Bisenzio. Questa torre è il primo nucleo intorno al quale si imposterà, alla fine del XIV secolo, la costruzione dell'attuale Rocca Strozzi. I lavori di costruzione, portati a conclusione da Carlo di Strozza degli Strozzi, si protrassero fino al 1378 quando la Rocca venne ad assumere l'aspetto che ha conservato pressoché inalterato fino ad oggi: un'imponente costruzione difensiva a pianta quadrangolare con lo sviluppo verticale tipico delle fortificazioni medievali, costituita da un corpo centrale sormontato da un camminamento merlato, da un torrione sul lato Sud-Ovest e da una torre d'angolo sul lato Nord-Est.

Nel cinquecento, a seguito della politica espansionistica attuata da Cosimo I de' Medici, il Comune di Campi perde il ruolo strategico di baluardo difensivo della città di Firenze. Da questo momento la Rocca perde definitivamente la propria importanza strategica, venendo trasformata prima in fattoria rurale

e in villa suburbana successivamente. Dopo l'unità d'Italia la Rocca, dopo secoli di relativo anonimato, abbandona la funzione di casa colonica e diviene sede della Pretura prima, poi caserma dei Carabinieri e carcere mandamentale, ed infine civile abitazione. È solo dopo il secondo dopoguerra che la fattoria Strozzi inizia una lenta decadenza. Nel 1982 la casata fiorentina che ha posseduto negli ultimi secoli la Rocca si estingue, con la morte di Umberto Strozzi, e nel 1992 il Ministero delle Finanze la acquista dagli eredi, assieme ad altri beni, come pagamento di una parte delle tasse di successione. Nel 2001 l'amministrazione comunale di Campi stipula con il Ministero una concessione d'uso, della durata di 19 anni, allo scopo di recuperare e rendere fruibile il complesso.

La fase di analisi storico-critica ha ripercorso le alterne vicende che hanno caratterizzato l'uso nei secoli della struttura al fine di individuarne sia le principali fasi edificatorie sia le principali modifiche apportate all'impianto strutturale. In sintesi il primo elemento della Rocca risulta essere stata la torre, edificata nel XIII secolo. Ad essa segue il palagio (il corpo principale della Rocca), costruito in aderenza a circa un secolo di distanza. A questi due elementi, la torre ed il palagio, che certamente rappresentano l'unità strutturale più significativa dell'intero complesso strutturale, sono andati aggiungendosi prima una colonica, nella prima metà del XVIII secolo, e successivamente ulteriori annessi addossati al nucleo originario. L'ultima superfetazione è una tinaia, risalente ai primi anni del XX secolo (Figura 3-Figura 4). Attraverso la documentazione contenuta nell'archivio storico del Comune di Campi Bisenzio, è stato inoltre possibile anche analizzare le principali modifiche apportate alla torre. Essa, fino all'assedio di Firenze del 1529, presentava un'altezza sicuramente superiore e risultava essere coronata sommitalmente da un giro di beccatelli. Al termine dei combattimenti del 1530 essa fu scapitozzata, riducendola d'altezza, e fu realizzato un coronamento semplicemente ritmato da piccole finestre quadrate, che furono tamponate in seguito all'apertura di più ampie finestre a metà di ciascuna delle pareti della torre. Un altro elemento da menzionare, contemporaneo alla già ricordata costruzione degli annessi, sempre a metà del 1700, è la realizzazione di due nuovi orizzontamenti

lignei nella torre ed il cambio di livello di un solaio voltato nel palagio come dimostra la tamponatura di alcune finestre.



Figura 3: Identificazione dei principali ambienti del complesso della Rocca Strozzi.



Figura 4: Ricostruzione storica delle fasi edificatorie.

2.2 Il rilievo del complesso e le sue criticità

La fase conoscitiva è proseguita con l'analisi critica del rilievo geometrico, parallelamente all'analisi dello stato di degrado degli elementi strutturali. Attraverso sopralluoghi condotti nei diversi ambienti (Figura 5-Figura 6) sono stati classificati i corpi principali (Figura 7) che costituiscono il complesso strutturale: la torre su 4 livelli, il palagio su 2 livelli, il torrino d'angolo ed infine il camminamento di ronda a coronamento dell'edificio.



Figura 5: Salone affrescato al piano terra.



Figura 6: Camminamento di ronda.

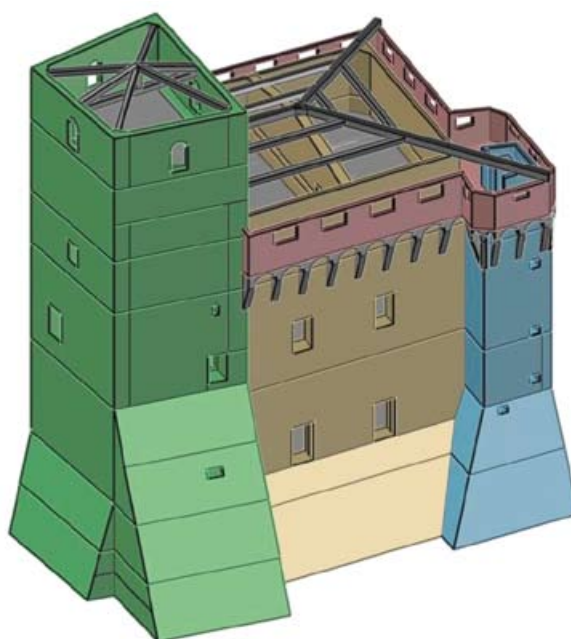


Figura 7: Corpi principali del complesso strutturale (Verde: Torre; Bronzo: Palagio; Viola: camminamento di ronda; Blu: Torrino d'angolo).

Il rilievo strutturale ha inoltre permesso l'identificazione della tipologia degli orizzontamenti, evidenziando la prevalenza di numerosi solai voltati, quasi tutti a crociera, e solo due solai in legno alla maniera toscana.

Le coperture, a falde, sono realizzate con travi e puntoni in legno. Tra i diversi elementi emersi in questa fase, e su cui prestare attenzione durante le fasi di analisi e modellazione si possono evidenziare i seguenti aspetti:

- la presenza di un quadro fessurativo diffuso sulla parete Sud-Ovest della torre (Figura 8);
- l'avanzato stato di degrado in cui versa la copertura del palagio;
- il deterioramento del camminamento di ronda (Figura 6) con, in particolare, una evidente lesione su uno dei beccatelli posti in corrispondenza dello spigolo Nord del palagio (attualmente messo in sicurezza con un intervento provvisorio);
- l'aggiunta al nucleo esistente di contrafforti e annessi;
- la modifica di alcuni orizzontamenti con chiusura delle aperture esistenti e realizzazione di nuove finestre;
- la presenza di volte spingenti a quasi tutti i livelli della costruzione.

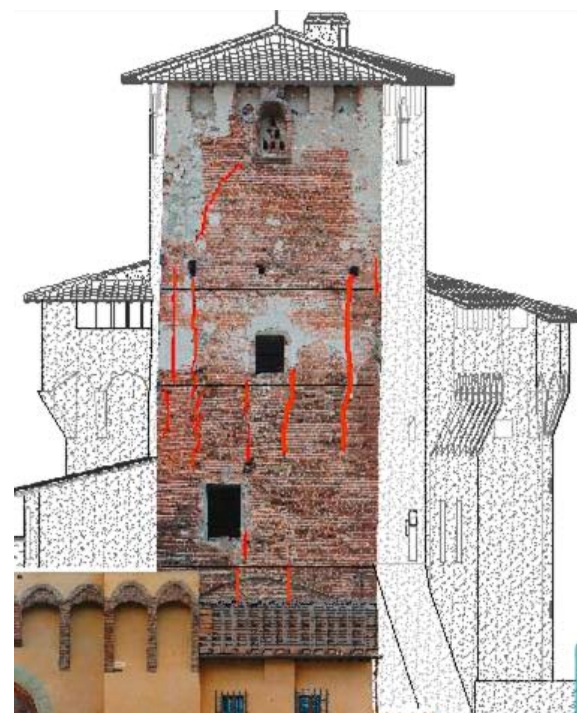


Figura 8: Quadro fessurativo sulla parete Sud-Ovest della Torre.

Sotto il profilo altimetrico la Rocca si articola su più livelli (Figura 9), come di seguito descritti [7]:

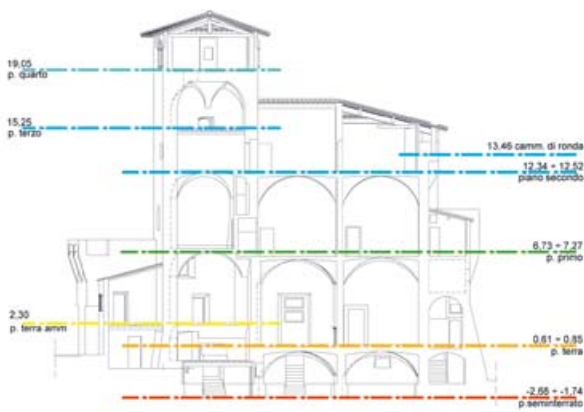


Figura 9: Sezione longitudinale (con quote di riferimento).

Piano seminterrato: locali adibiti a cantine e depositi per attrezzi e macchinari agricoli. I locali sono areati per mezzo di finestre che affiorano all'esterno poco al di sopra della superficie del terreno. La copertura degli ambienti in corrispondenza del palagio è realizzata con volte a crociera, mentre nella torre vi è una copertura con una volta a botte. I locali sono quasi costantemente interessati da fenomeni di allagamento di acque dal sottosuolo.

Piano terra: gli ambienti al piano terra sono costituiti da ampi saloni, ad uso abitativo (Figura 5). I solai sono realizzati mediante volte a crociera affrescate.

Piano ammezzato: questo livello, a cui si accede unicamente dalle scale di un annesso esterno, interessa esclusivamente la torre ed è caratterizzato da un vuoto ricavato nel muro perimetrale, compreso il contrafforte, posto a Sud-Est. Una volta a crociera sormonta questo ambiente.

Piano primo: questo livello nel corso dei secoli ha assunto funzioni di residenza privata della famiglia Strozzi. Le volte a crociera che ricoprono le sale sono testimonianza della volontà di dare nobiltà agli ambienti. La quota varia da +6,73 m a +7,27 m, dislivello questo superato da scalini in pietra posti tra il palagio e la torre. Nella torre ha inizio la scala che porta al livello successivo.

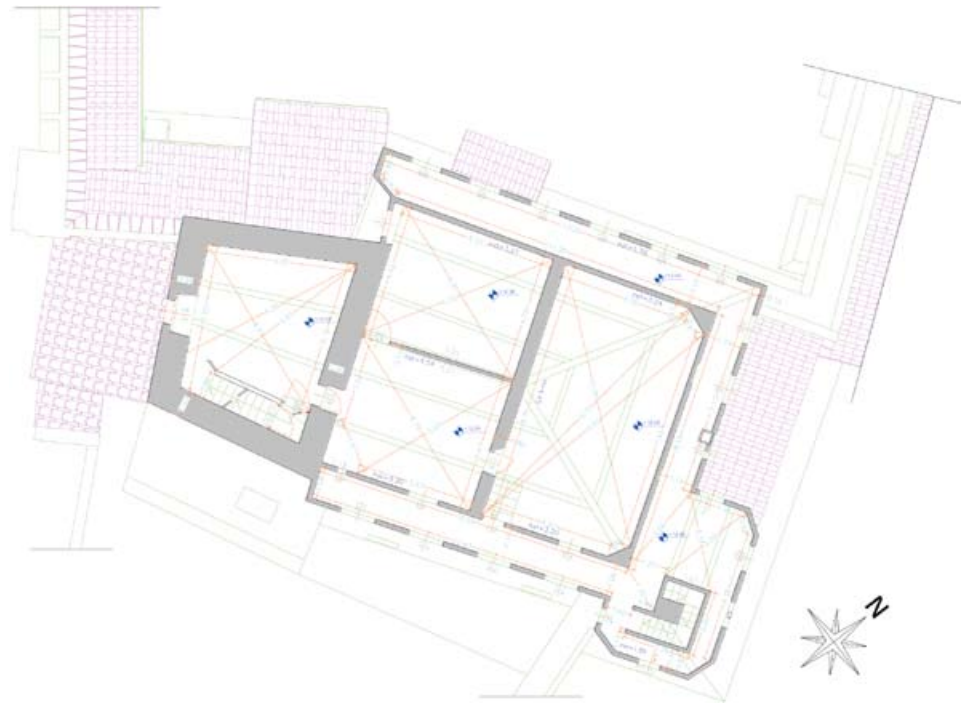


Figura 10: Planimetria torre (piano piano secondo).

Piano secondo: questo livello (Figura 10) sviluppa a partire da una quota di +12,34 m fino alla quota di +12,52 m (nella torre). Gli ambienti del palagio non sono attualmente accessibili in quanto interamente occupati da un'opera provvisoria di sostegno della pericolante copertura in legno. A quota +13,46 m si sviluppa il camminamento di ronda che poggia sui beccatelli e circonda su tre lati il palagio. A questa quota ha termine anche la scala della torre d'angolo. Sulla stessa planimetria si legge la disposizione del camminamento di ronda, caratterizzato da piccole aperture regolari sul fronte esterno. Vi si accede o dalla scala del torrino d'angolo oppure dalle sale del palagio. Il camminamento è interessato per tutto il suo sviluppo da un intervento di consolidamento della parete esterna (Figura 6) che, per effetto della spinta della copertura, tende ad inflettersi fuori piano verticale. Il solaio del camminamento risulta inoltre notevolmente danneggiato ed è caratterizzato da una rilevante pendenza verso l'esterno, probabilmente influenzato dalla rotazione verso l'esterno del muretto; l'esposizione alle acque piovane ne ha determinato dissesti e cedimenti in diverse aree.

Piano quarto: l'ultimo livello, interessante solo la torre, è posto a quota + 19,05 m e si imposta su una volta a crociera a sesto acuto. Il livello è accessibile solo per mezzo di una scala a pioli passante attraverso un'apertura realizzata nella volta stessa. La copertura della torre è costituita da una capriata lignea, a cui si appoggiano i quattro puntoni della copertura a quattro falde (Figura 7).

2.3 La caratterizzazione meccanica dei materiali e il livello di conoscenza

Le tipologie murarie presenti nella Rocca sono riconducibili di due tipi: a) murature a sacco, costituite da due paramenti a due teste con materiale di riempimento di pezzatura caotica; b) murature in mattoni pieni. Per la caratterizzazione

Tabella 1. Materiali e parametri caratteristici.

Materiale	f_c (N/cm ²)	f_{t0} (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kg/m ³)	w+30% (kg/m ³)	v
Muratura a sacco	203.23	5.08	1465	423	1633	2122	0.25
Muratura mattoni pieni e malta di calce	290.32	7.26	1815	605	1800	2340	0.25
Rinfianco	/	/	907	302	1300	1690	0.25
Pietra	/	/	12000	/	2570	3341	0.25
Abete/Italia C18	/	/	10500	660	450	585	/
Castagno/Italia D24	/	/	12500	780	580	754	/

dei parametri meccanici dei materiali presenti nella Rocca, come anticipato nell'introduzione, e in assenza di prove sperimentali, è stato fatto riferimento alle indicazioni della Circolare 2009 [8]. Questa propone dei valori di riferimento per le caratteristiche meccaniche per alcune tipologie di muratura riferite a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non

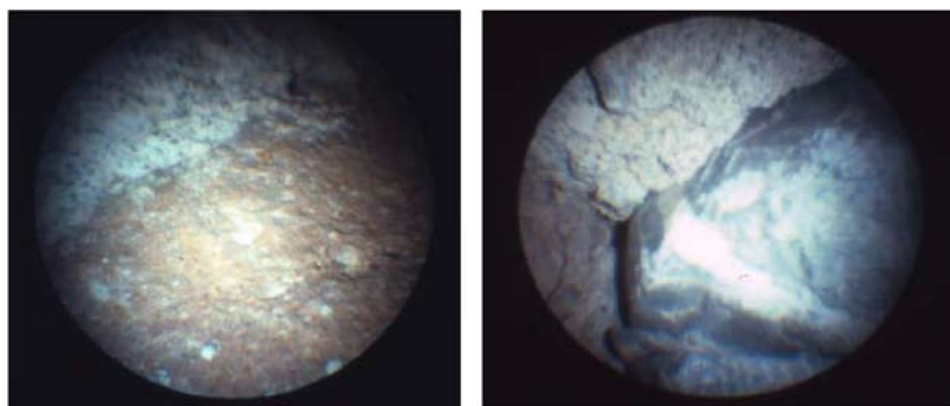


Figura 11: Particolare della cortina in laterizio a due teste: evidente la compattezza del giunto di malta e l'assenza di cavità tra il laterizio e la malta (testimonianza dell'accuratezza costruttiva della cortina); la colorazione grigio chiaro uniforme della malta e la presenza di sabbia di granulometria medio-fine evidenziano una notevole qualità dell'impasto (sx); Particolare del sacco murario costituito da inerte di cava, calcareo, con vene calcifiche (dx) [9].

particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzano la tessitura ed assicurino l'orizzontalità dei corsi. La Circolare 2009, per la tipologia a sacco, assume che la muratura sia costituita da due paramenti accostati, o con un nucleo interno di limitato spessore (inferiore allo spessore del paramento). Nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente, è opportuno ridurre opportunamente i parametri di resistenza e deformabilità, attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accurate è possibile tenere conto di alcuni dei suddetti fattori attraverso i coefficienti indicati nella Tabella C8A.2.2 della Circolare 2009. Risultati di indagini endoscopiche [9] effettuate nelle fessure della parete Sud-Ovest della torre e Nord-Ovest del palagio, hanno rivelato la presenza di malta di medio-buona consistenza (Figura 11), e risultando queste due pareti rappresentative dell'intero manufatto, si è ritenuto di poter estendere tale giudizio a tutte le rimanenti. Per entrambe le tipologie murarie è stato così possibile incrementare i valori di riferimento della Tabella C8A.2.1 del 50% per la presenza di malta di buona qualità.

Data comunque la mancanza di specifiche prove sperimentali in situ per la determinazione delle proprietà dei materiali, il livello di conoscenza adottato è stato assunto come LC1 (conoscenza limitata). In base al livello di conoscenza si definiscono il fattore di confidenza ed i valori medi dei parametri meccanici. Per quanto riguarda i valori delle resistenze, in particolare, si adottano i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 della Circolare 2009 per la tipologia muraria in considerazione, mentre per quanto riguarda i parametri elastici si utilizzano i valori medi degli intervalli proposti. Tali valori dovranno essere divisi per il fattore di confidenza opportunamente valutato. Essendo la Rocca Strozzi un bene tutelato dal Ministero per i Beni e le Attività Culturali sono state seguite le indicazioni fornite dalle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)" [3]. Il fattore di confidenza, definito come somma di quattro fattori parziali (F_{c1} relativo al rilievo geometrico; F_{c2} relativo all'identificazione

delle specificità storiche e costruttive della fabbrica; F_{c3} relativo alle proprietà meccaniche dei materiali e F_{c4} relativo alla conoscenza raggiunta su terreno e fondazioni), vale dunque: $F_c = 1 + (0.00 + 0.06 + 0.12 + 0.06) = 1.24$.

Per quanto riguarda la muratura a sacco, pur tenendo sempre conto dei fattori correttivi come sopra indicato, è stato ritenuto di stabilire dei valori equivalenti dei parametri meccanici da attribuire anche sviluppando delle analisi di *creep* che tengano conto dell'influenza delle deformazioni viscosi del sacco sui paramenti esterni.

Si riportano in Tabella 1 i valori finali assunti per i parametri meccanici dei diversi elementi presenti nella Rocca, rimandando a successivi paragrafi gli approfondimenti relativi alla stima dei parametri meccanici assegnati alle pareti a sacco.

3 LE ANALISI STRUTTURALI

Lo sviluppo delle analisi strutturali per carichi verticali è stato eseguito ricorrendo ad un modello numerico ad elementi finiti dell'intero complesso strutturale. Il modello è stato finalizzato ad indagare le condizioni statiche tramite l'analisi dello stato tensionale presente nei principali elementi. Dopo un'attenta ricostruzione della geometria strutturale, basata su quanto osservato nelle fasi di rilievo, e ricostruita effettuando le

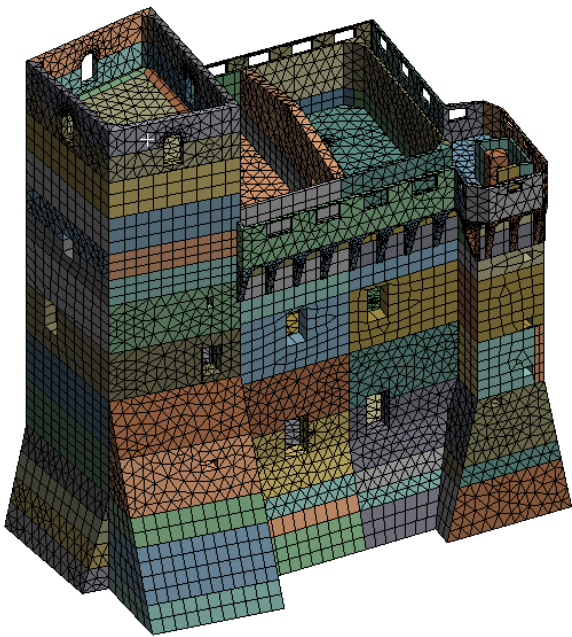


Figura 12: Discretizzazione in ANSYS del modello tridimensionale.

necessarie ottimizzazioni di tipo geometrico all'edificio, la Rocca è stata modellata impiegando elementi solidi isoparametrici ad 8 nodi sia per i setti murari sia per le volte strutturali. I solai lignei di copertura non sono stati modellati ed il carico trasmetto da questi alle pareti perimetrali è stato modellato tramite masse concentrate. Il modello numerico è stato realizzato impiegando il codice agli elementi finiti ANSYS e in Figura 12 è riportata un'immagine globale del modello, con la discretizzazione in elementi finiti (la possibilità di definire condizioni di contatto tra i macroelementi, si osserva, evita la necessità di impostare la continuità tra i nodi degli elementi appartenente a distinti macroelementi).

3.1 La modellazione delle pareti a sacco

Negli anni passati, come riportato in precedenza, sono state eseguite delle prove endoscopiche [9] su due pareti lesionate, quella Sud-Ovest della torre e quella Nord-Ovest del palagio (Figura 10). I sondaggi (Figura 11) hanno permesso di rilevare la presenza di pareti a sacco con due cortine in laterizio a due teste di spessore costante con giunti di malta di buona consistenza. Il riempimento ha una natura eterogenea: la malta ha colori diversi, l'inerte è di natura e pezzatura molto varia (si va da ciottoli di fiume a pietre scistose, o comunque di cava), e vi è una diffusa presenza di vuoti. Osservando i giunti di malta della cortina, la granulometria dell'inerte, la mancanza di cavità tra laterizio e malta, e la stessa compattezza del giunto, si rileva invece un'ottima qualità dell'impasto e una generale buona accuratezza realizzativa della cortina. Visti i risultati delle prove endoscopiche, ed in considerazione del fatto che il modello numerico impiega una tecnica di macro-modellazione nella quale l'intero spessore murario viene modellato mediante elementi con caratteristiche meccaniche equivalenti, è stato ritenuto di effettuare una omogeneizzazione della parete per la stima delle caratteristiche meccaniche. Questo anche in quanto nelle strutture storiche, nelle pareti a sacco, nel tempo, si osserva un trasferimento dei carichi che la parete è chiamata a trasferire dall'intero spessore alle cortine dotate di maggiore rigidità. Questi due elementi hanno indirizzato la tecnica di omogeneizzazione verso l'esecuzione di analisi di *creep* in modo tale da tenere conto della viscosità del sacco

per la stima delle caratteristiche meccaniche del materiale equivalente da assegnare agli elementi solidi che simulano il setto stratificato.

Anche l'analisi di *creep* è stata svolta con il codice ANSYS. È stata modellata una parete tipo, considerata rappresentativa della muratura a sacco della torre, con dimensioni in pianta di 6.50 x 0.72 m ed un'altezza di 3.5 m. Il nucleo centrale, così come risultato dalle prove endoscopiche, è stato assunto con spessore pari ad 1/3 dell'intera sezione muraria. I risultati delle analisi sono mostrati nelle Figure 13 e 14. La prima mostra le tensioni verticali presenti nel pannello al tempo iniziale, la seconda al tempo infinito quando gli effetti viscosi si vengono a stabilizzare. Il trasferimento di carico dal sacco ai paramenti esterni, accompagnato da un recupero di deformazione elastica del sacco, è rappresentato invece in Figura 15. I risultati delle analisi sono stati impiegati per stimare un valore per un modulo elastico equivalente tale da riprodurre i valori massimi di tensione e deformazione registrati sui paramenti esterni, e i parametri elastici stimati sono quelli riportati in Tabella 1.

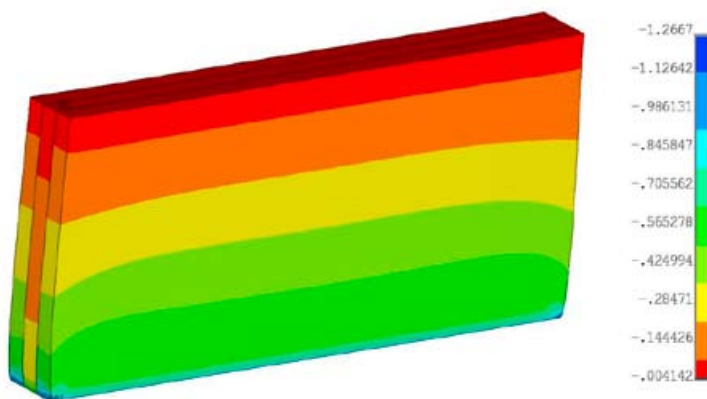


Figura 13: Tensioni σ_z (MPa) al tempo t_0 .

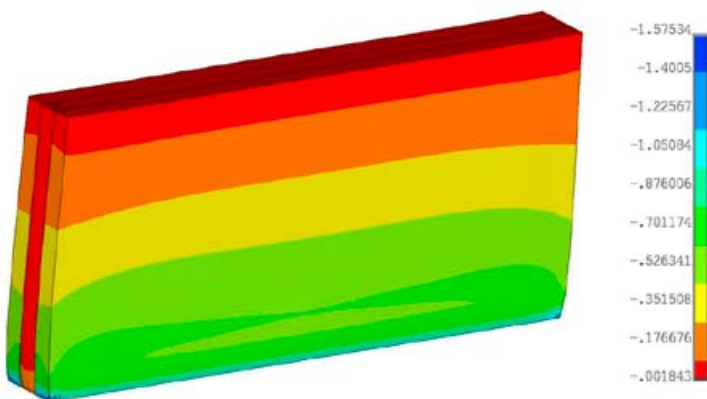


Figura 14: Tensioni σ_z (MPa) al tempo t_{INF} .

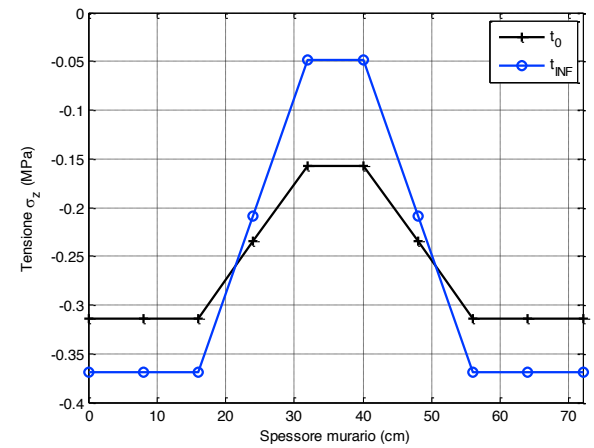


Figura 15: Confronto dell'andamento delle tensioni σ_z sullo spessore murario al tempo t_0 e t_{INF} .

3.2 Analisi statica (staged construction)

Il modello numerico dell'intero complesso strutturale è stato impiegato per sviluppare delle analisi statiche per carichi verticali, oltre a delle analisi modali. Le prime finalizzate ad individuare il flusso delle tensioni e verificarne la congruenza con il quadro fessurativo esistente (Figura 8); le seconde per ottenere informazioni circa il comportamento dinamico della struttura e per valutare potenziali interventi di consolidamento atti a prevenire l'attivazione di meccanismi locali in caso di evento sismico.

Per quanto riguarda l'analisi statica sono state considerate due distinte configurazioni. In un primo caso è stato analizzato il modello dell'intera struttura per effetto del peso proprio senza considerare i differenti periodi di costruzione dei diversi corpi di fabbrica. In un secondo caso invece, al fine di tenere conto della non contemporanea realizzazione dei diversi corpi di fabbrica che compongono la Rocca, è stata eseguita un'analisi per fasi in modo tale da riprodurre l'evoluzione costruttiva del complesso (*staged construction*). Gli annessi precedentemente descritti, o l'apertura e chiusura di vani ed aperture, ad esempio, sono fattori che introducono variazioni nei flussi tensionali e dei quali in alcuni casi occorre tenere di conto. La sequenza temporale di costruzione è così stata modellata mediante l'attivazione, in fasi distinte, degli elementi che sono venuti ad aggregarsi al corpo di fabbrica originario (e dunque a costruirsi su elementi preesistenti nei quali sia lo stato tensionale sia lo stato deformativo hanno trovato un precedente equilibrio). L'analisi svolta

è dunque geometricamente non lineare. Nel complesso, nel caso in esame, anche in virtù delle modeste dimensioni delle superfetazioni, non sono state rilevate differenze significative nel comportamento globale della Rocca con le due tipologie di analisi seppure delle indicazioni significative siano rilevabili in merito al flusso delle tensioni sulla faccia Sud-Ovest della torre. Le Figure 16 e 17 illustrano lo stato tensionale (flusso delle tensioni verticali) sulla Rocca.

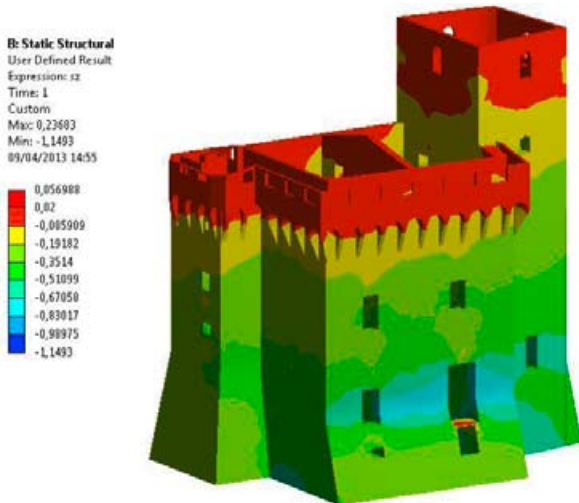


Figura 16: Tensioni verticali σ_z (vista N-O) in MPa.

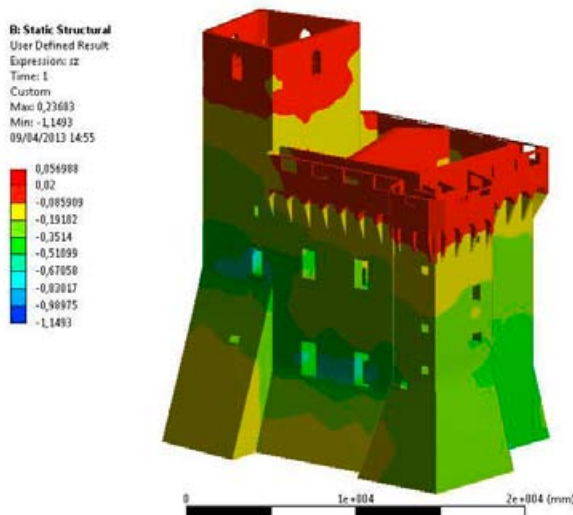


Figura 17: Tensioni verticali σ_z (vista N-E) in MPa.

Un'attenzione particolare è stata dedicata alla parete Sud-Ovest della torre in quanto questa parete è interessata da un quadro fessurativo a prevalenza subverticale diffuso, rappresentato in Figura 8, con ampiezza delle fessure variabile fino ad un massimo di circa 15 mm. La causa è ragionevolmente da imputare alla pesante volta

spingente dell'ultimo piano. La concentrazione di tensioni di trazione è giustificata dalla configurazione geometrica della volta e dalla presenza di un'apertura nella volta stessa che probabilmente interrompe il flusso delle tensioni, deviandolo sugli angoli e comportando delle concentrazioni di sforzi nello spigolo Sud-Ovest. La fessura si sviluppa dall'apertura presente sulla volta, segue l'impronta della parete e poi si propaga ai piani inferiori con ampiezza variabile, nonché anche alla parete ortogonale, anche se non passante. Il fenomeno è amplificato dai carichi trasferiti dalle volte sottostanti, ed anche dall'apertura di finestre e dalla tamponatura di altre, effettuata senza ripristinare la continuità strutturale necessaria ad assicurare il corretto ripristino dei flussi tensionali.

La Figura 18 riporta il quadro delle tensioni principali di trazione σ_1 nella parete Sud-Ovest della torre. Le immagini fanno riferimento a due

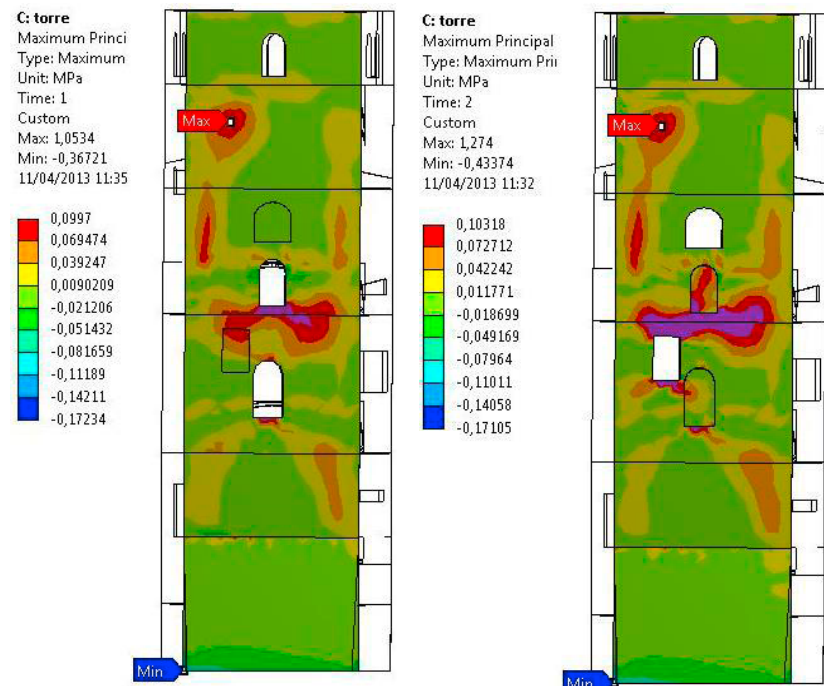


Figura 18: Tensioni principali di trazione sulla parete S-O della torre: σ_1 (in MPa) al tempo t_A a sinistra - σ_1 (in MPa) al tempo t_B a destra.

distinte fasi temporali: t_A e t_B , corrispondenti rispettivamente all'apertura e successiva chiusura (tamponatura) di aperture. Nelle modifiche dello stato tensionale di trazione che si osserva sulla parete, seppure certamente non causa unica, si legge il contributo di queste al quadro fessurativo attuale. Se l'analisi svolta, meccanicamente lineare, non fornisce elementi quantitativi per

la valutazione del fenomeno fessurativo, essa consente comunque, tramite la lettura degli stati tensionali di trazione, di avere una prima stima delle aree dove possono attivarsi fenomeni fessurativi. Il confronto tra le immagini dello stato tensionale di trazione come ottenuto dalle analisi numeriche lineari (Figura 18) ed il fotopiano con l'individuazione delle fessure principali (Figura 8), mostra infatti una buona corrispondenza.

3.3 Analisi modale

L'analisi modale è stata svolta analizzando due distinti casi. Nel primo non sono state modellate le travi di copertura del palagio (ed il loro effetto è stato considerato mediante la presenza di masse concentrate nei relativi punti di appoggio sulle pareti perimetrali e di spina). Nel secondo caso, ed ipotizzando un solaio di idonea rigidità ed efficacemente ammortato con i setti murari, questo invece è stato modellato. È possibile

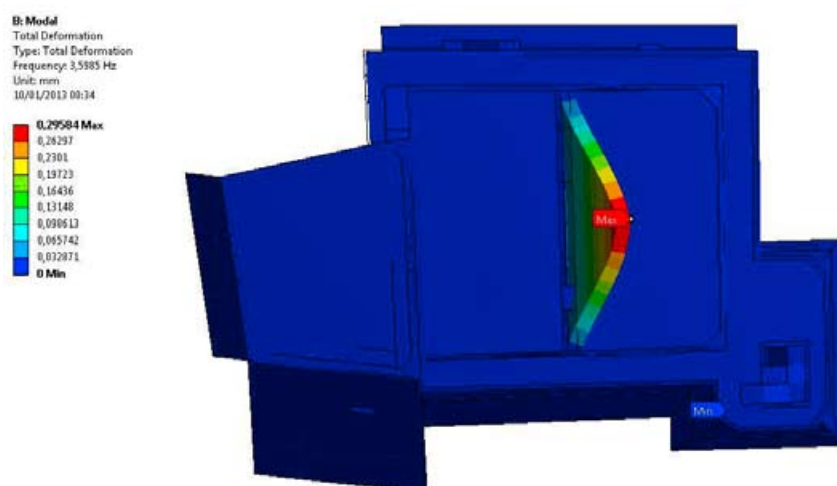


Figura 19: Analisi modale – primo caso: I modo di vibrare.

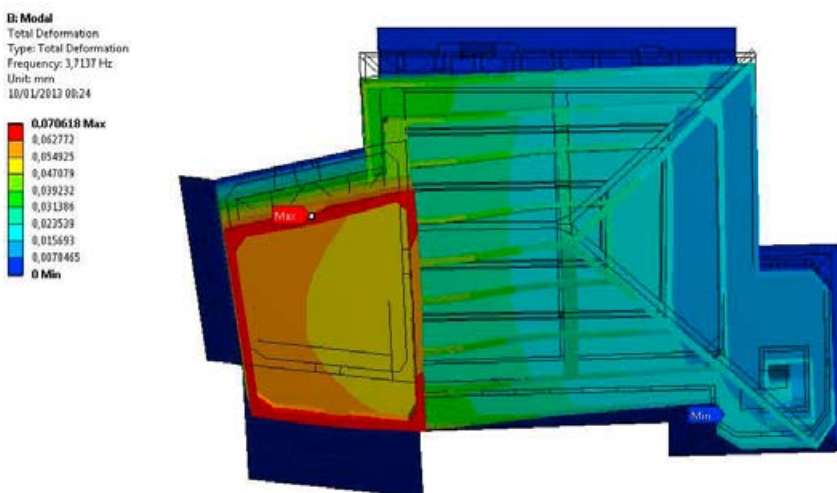


Figura 20: Analisi modale – secondo caso: I modo di vibrare.

così osservare nel primo caso l'attivazione di un modo locale che interessa la parete centrale del palagio a causa dell'intrinseca snellezza (Figura 19). La presenza di una copertura efficacemente ammortata alle pareti perimetrali porta la prima forma modale ad essere una forma globale (Figura 20), offrendo uno spunto per gli interventi di consolidamento e miglioramento strutturale.

4 ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA

Le analisi di vulnerabilità sismica della Rocca sono state eseguite in riferimento a quanto indicato dalla "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" [3]. Le Linee Guida individuano tre diversi livelli di valutazione (LV) di crescente completezza così articolato:

- LV1) Si impiega per le valutazioni della sicurezza sismica da effettuarsi a scala territoriale e consente la valutazione dell'azione sismica allo stato limite di interesse attraverso metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici, o che utilizzano dati qualitativi;
- LV2) Questo livello di valutazione, adottabile nei casi in cui siano previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione, prevede l'impiego di modelli locali riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi);
- LV3) L'ultimo livello di valutazione interessa globalmente la costruzione, e può prevedere l'impiego di un modello strutturale globale quando ritenuto attendibile (specie in termini di parametri meccanici dei materiali). In alternativa un'analisi globale può essere svolta mediante un'estensiva applicazione dei modelli di analisi locale previsti per l'analisi LV2 purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione.

Viste, a prescindere dal percorso di conoscenza portato a compimento, le incertezze comunque esistenti, è stato ritenuto di fare riferimento agli strumenti previsti dai primi due livelli di valutazione, non essendo le informazioni sui parametri meccanici sufficienti per poter ritenere affidabili i risultati di un'analisi numerica globale

non lineare. Peraltro, l'estesa casistica di modelli di secondo livello analizzati, ha consentito di ottenere un quadro sufficientemente affidabile del comportamento globale della Rocca.

4.1 Scheda di vulnerabilità di II livello GNDT/CNR/NTC2008

Preliminarmente è stato valutato l'indice di vulnerabilità in riferimento alle indicazioni contenute nella "Scheda di vulnerabilità di II livello GNDT/CNR" con riferimento alle NTC2008 [2] (decreto dirigenziale n. 515 del 14.02.2012), secondo la procedura messa a punto dal Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) e dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT). Tale scheda, a carattere prevalentemente qualitativo, ha lo scopo di catalogare le strutture in muratura presenti sul territorio nazionale in funzione della loro capacità resistente in caso di sollecitazioni orizzontali. La valutazione della vulnerabilità ha come obiettivo quello di stimare la "propensione" della struttura di indagine a subire danni sotto l'azione sismica di riferimento. L'indicatore che si ottiene dalla compilazione della scheda esprime il comportamento sismico della struttura, determinato dall'importanza dei collegamenti tra pareti verticali e tra pareti ed orizzontamenti, e dalla capacità di resistenza meccanica delle pareti murarie.

La scheda considera diversi parametri tra cui l'importanza dei collegamenti tra pareti verticali e tra pareti ed orizzontamenti, la capacità di resistenza meccanica delle pareti murarie, nonché le caratteristiche geometriche dell'opera. Più in dettaglio i parametri analizzati sono i seguenti:

- 1): *Tipo ed organizzazione del sistema resistente*
- 2): *Qualità del sistema resistente*
- 3): *Resistenza convenzionale*
- 4): *Posizione dell'edificio e fondazioni*
- 5): *Orizzontamenti*
- 6): *Configurazione planimetrica*
- 7): *Configurazione in elevazione*
- 8): *Distanza massima tra le murature*
- 9): *Copertura*
- 10): *Elementi non strutturali*
- 11): *Stato di fatto*

La composizione dei diversi parametri (una media pesata) porta ad ottenere un indice di vulnerabilità $V_m = 252$ a cui corrisponde un indice di vulnerabilità normalizzato $V_m(0-100) = 66\%$ (con affidabilità del dato pari all'82%). L'indice di vulnerabilità risulta essere in un campo medio-alto, e associato questo risultato alla complessità morfologica-geometrica e strutturale della Rocca, e ad alcune criticità rilevate ma non parametrizzabili nella scheda, delinea un profilo di vulnerabilità di attenzione (che richiederebbe l'attenta programmazione di un intervento di rinforzo strutturale del manufatto). Tale risultato, coerente con l'evidenza fisica, è trova anche conferma nei risultati delle analisi LV1 e LV2 di seguito discusse.

4.2 Analisi LV1

Come precedentemente detto, il livello di valutazione LV1 consente il calcolo dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello stato limite di interesse attraverso metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici (o che utilizzano strumenti qualitativi quali l'ispezione visiva, la lettura dei caratteri costruttivi, il rilievo critico e stratigrafico) e il cui scopo è quello di consentire valutazioni di rischio sismico da effettuarsi a scala territoriale (pensato pertanto per essere eseguito su un numero elevato di beni culturali, allo scopo di stilare una graduatoria di vulnerabilità utile alle amministrazioni per stabilire priorità di intervento). A tale scopo il livello di valutazione LV1 esprime il rischio sismico tramite un indice globale, l'indice di sicurezza sismica $I_{S,SL}$, definito come rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al raggiungimento di un generico stato limite (SL = SLV, SLD, SLA) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$, calcolato come da (1):

$$T_{R,SL} = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (1)$$

avendo indicato con V_R il periodo di riferimento valutato come prodotto del coefficiente d'uso C_U (dipendente dalla Classe d'Uso) e della Vita Nominale V_{N^*} e con P_{VR} la probabilità di superamento relativa allo stato limite (SL) considerato. Nel caso della Rocca si è assunta una vita nominale di 50 anni e una Classe d'Uso

pari a I_l (e di conseguenza un coefficiente d'uso C_U pari a 1.0). A questi corrisponde un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U$ di 50 anni. Svolgendo le analisi in riferimento allo SLV (stato limite di salvaguardia della vita), la probabilità di superamento è pari al 10%. A questi valori corrisponde un periodo di ritorno di riferimento, valutato sulla base della (1), pari a 475 anni. L'indice di sicurezza sismica, dato dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$ è definito dalla seguente relazione:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \quad (2)$$

Un valore di $I_{S,SLV}$ maggiore od uguale ad 1 significa che il manufatto è in condizioni di sicurezza (rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale); valori inferiori ad 1 mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione. Analogamente all'indice di sicurezza, è possibile definire un fattore di accelerazione, definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, fornendo così un'indicazione quantitativa del *deficit* in termini di "resistenza":

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \quad (3)$$

Il metodo proposto dalla DPCM2011 [3] si basa su alcune ipotesi di comportamento che devono essere verificate: in particolare si assume che l'edificio abbia un comportamento scatolare garantito dalla presenza di un buon ammortamento in corrispondenza dei cantonali e/o dalla presenza di catene metalliche e di orizzontamenti che possono ritenersi infinitamente rigidi nel loro piano. In tal caso il modello consente di valutare l'azione sismica che porta al raggiungimento dello stato limite considerato, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano (II modo). Nel caso in cui l'edificio risultasse più vulnerabile nei riguardi di qualche meccanismo locale (ad esempio per carenza di collegamenti), rispetto al suo comportamento globale, si dovrà valutare l'accelerazione orizzontale che porta allo stato limite ultimo quel macroelemento e

confrontarla con quella ottenuta dal modello (nel seguito illustrato). In questo senso, anche in virtù del quadro fessurativo rilevato, sono state svolte anche delle valutazioni su specifici macroelementi, impostando un'analisi di tipo LV2 (di seguito riportata).

Secondo il modello LV1 (modello meccanico semplificato per palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi), e con riferimento alla condizione che porta al raggiungimento dello SLV è possibile ottenere il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico utilizzando la seguente relazione [3]:

$$S_{e,SLV} = \frac{q F_{SLV}}{e^* M} \quad (4)$$

dove:

- F_{SLV} indica la resistenza a taglio dell'edificio ottenuta come il valore minimo tra quelli calcolati per ogni piano e per ogni direzione, così come esplicitato nel seguito;
- q è il coefficiente di struttura, per il quale sulla base delle NTC2008 [2] e Circolare 2009 [8] può essere assunto un valore compreso tra 3 e 3.6 per edifici con numero di piani maggiore o uguale a due e regolari in elevazione, mentre negli altri casi q deve essere compreso tra 2.25 e 2.8; nel caso in esame questo è stato assunto pari a 2.25.
- M è la massa sismica totale;
- e^* indica la frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrazione.

In base al valore dell'ordinata dello spettro di risposta si determina, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili in appendice delle NTC2008 e per 9 tempi di ritorno compresi tra 30 e 2475 anni, il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica. Al tempo di ritorno T_{SLV} così valutato si associano i corrispondenti valori di a_g , F_0 e T_c^* (rispettivamente l'accelerazione orizzontale massima del terreno, il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, ed il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) attraverso i quali sono definiti tutti i parametri dello spettro. Il valore dell'accelerazione, riferita a suolo rigido (categoria di sottosuolo A), che porta al

raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita nel sito può essere così calcolato come segue [3]:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{S F_0} & T_B \leq T_1 \leq T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{S F_0} \cdot \frac{T_1}{T_C} & T_C \leq T_1 \leq T_D \end{cases} \quad (5)$$

dove:

- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- T_B , T_C e T_D sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta (NTC2008 [2]);
- S è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

La resistenza a taglio F_{SLV} dell'edificio, viene ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo due direzioni perpendicolari, scelte secondo gli assi prevalenti dei muri portanti, prendendo in esame l'eventualità del collasso ai diversi piani della costruzione. Il modello LV1 consiste dunque nel considerare, per ciascuna direzione, i pannelli murari portanti verticali e nell'ipotizzare che il collasso avvenga quando la tensione tangenziale media raggiunge una specifica quota parte della resistenza a taglio del materiale muratura.

Considerando, ad esempio, la direzione x (una delle direzioni principali in pianta della Rocca), la resistenza a taglio del generico piano i -esimo dell'edificio viene così valutata [3]:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\kappa_i \beta_{xi}} \quad (6)$$

dove:

- A_{xi} è l'area resistente a taglio dei setti dello i -esimo piano, posti secondo la direzione x ;
- β_{xi} un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i -esimo che può essere valutato in forma approssimata o, nel caso siano state rilevate tutte le pareti portanti come nel caso in esame, in modo più accurato;
- μ_{xi} un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidità e resistenza dei maschi murari al piano i -esimo. Nel caso in esame tale coefficiente risulta essere compreso tra il valore 0.9 e 0.8 (essendo 0.8 il valore minimo indicato dalla DPCM2011);

- ξ_{xi} è un coefficiente legato al tipo di meccanismo di collasso previsto, in prevalenza, nei maschi murari dell' i -esimo piano; vale 1.0 nel caso di collasso per taglio, mentre può essere assunto pari a 0.8 nel caso di collasso per presso-flessione (maschi snelli poco caricati verticalmente o in presenza di fasce deboli);
- ζ_{xi} è un coefficiente legato alla resistenza delle fasce murarie di piano i -esimo nelle pareti disposte in direzione x ; vale 1.0 nel caso di fasce resistenti (rottura dei maschi murari verticali), mentre può assumere un valore minore (fino a 0.8) nel caso di fasce deboli, non in grado di bloccare la rotazione alle estremità dei maschi murari;
- τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano i -esimo, definito come segue:

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5 \tau_{0d}}} \quad (7)$$

- essendo τ_{0d} il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura (valutato tenendo conto del fattore di confidenza F_0) e σ_{0i} la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri all' i -esimo piano (nel metodo semplificato qui applicato, valutata semplicemente come rapporto tra il carico verticale al piano e l'area dei muri resistenti a taglio di quel piano). Da sottolineare come, nel caso in cui si volesse procedere alla verifica dei singoli maschi murari la tensione σ_0 assume il significato di tensione media sul singolo maschio murario in esame.
- il coefficiente κ_i , posto a denominatore nella relazione (6), ed introdotto nell'ultima revisione alla DPCM2011, viene definito come il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i -esimo e la forza sismica totale. Tale coefficiente è stato aggiunto per tenere conto che la resistenza a taglio al piano i -esimo deve essere confrontata con la forza sismica al piano i -esimo, variabile con l'altezza.
- la massa M , infine, da considerare per la valutazione dell'azione sismica allo stato

limite ultimo è pari a:

$$M = \frac{G_k + \sum_{i=1}^N \psi_{2i} \cdot Q_{ki}}{g} \quad (8)$$

dove G_k indica i carichi permanenti (valore caratteristico) computati sull'intero edificio; Q_{ki} sono i carichi variabili accidentali (valore caratteristico) al piano i -esimo; g è l'accelerazione di gravità; ψ_{2i} è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che tutti i carichi variabili al piano i -esimo siano presenti in occasione del sisma ed N , infine, è il numero di piani della Rocca.

La valutazione della vulnerabilità sismica, secondo la procedura sopra delineata, è stata effettuata utilizzando un foglio di calcolo. In una fase preliminare sono stati individuati, per ciascun livello, gli allineamenti murari ed i singoli setti resistenti, associando a ciascuno di questi le rispettive aree di influenza dei carichi dei solai. In accordo alla procedura sono stati inseriti i dati geometrici necessari al calcolo dell'indice di sicurezza $I_{s,SLV}$ e del fattore di accelerazione $f_{a,SLV}$. Da sottolineare come la divisione in aree di competenza per ogni elemento verticale non sia necessaria nella valutazione degli indici di sicurezza, per i quali, come precedentemente detto, è sufficiente la valutazione di una tensione media di piano.

Tabella 2. Determinazione dell'indice di sicurezza sismica e del fattore di accelerazione. Setti in direzione x (direzione NO-SE).

Livello	F_{SLV} [kN]	$S_{e,SLV}$	$V_{N,SLV}$	$V_{R,SLV}$	$T_{R,SLV}$	$I_{s,SLV}$	check	a_{SLV}	$f_{a,SLV}$
TP_4	1452	0,149	30	30	285	0,6	NO	0,115	0,87
TP_3	1494	0,195	38	38	361	0,76	NO	0,119	0,90
TP_2	2169	0,263	107	107	1016	2,14	SI	0,171	1,29
TP_1	1946	0,243	80	80	759	1,6	SI	0,155	1,17

Tabella 3. Determinazione dell'indice di sicurezza sismica e del fattore di accelerazione. Setti in direzione y (direzione NE-SO).

Livello	F_{SLV} [kN]	$S_{e,SLV}$	$V_{N,SLV}$	$V_{R,SLV}$	$T_{R,SLV}$	$I_{s,SLV}$	check	a_{SLV}	$f_{a,SLV}$
TP_4	1623	0,167	30	30	285	0,60	NO	0,115	0,87
TP_3	1902	0,249	85	30	807	1,7	SI	0,158	1,20
TP_2	2355	0,285	145	145	1376	2,9	SI	0,187	1,42
TP_1	1797	0,224	60	60	569	1,2	SI	0,14	1,06

Tale suddivisione in aree di competenza, indispensabile per la valutazione della tensione media agente sul singolo maschio, è invece necessaria nell'ipotesi di voler procedere ad una valutazione di sicurezza più approfondita.

In funzione delle tipologie di solaio sono stati definiti i pesi propri ed i carichi variabili. È stato assunto un coefficiente di combinazione delle azioni ψ_{2i} pari a 0.3 ad ogni piano (per ambienti di categoria A, adibiti ad uso residenziale) e pari a zero per quanto riguarda la neve in copertura. Per quanto riguarda gli elementi verticali, sono stati assunti i carichi suggeriti dalla Circolare 2009 [8].

L'indice di sicurezza e il fattore di accelerazione sono stati valutati ad ogni piano per le due direzioni principali in pianta della Rocca (denominate x ed y; x rappresenta la direzione geografica NO-SE e y la direzione NE-SO). Sono stati considerati come maschi murari resistenti solo quegli elementi dimensionalmente omogenei in termini di rigidità (è ragionevole infatti che in caso di evento sismico i maschi con maggiore rigidità siano quelli effettivamente sollecitati). Analizzando i risultati, riportati nelle Tabelle 2 e 3, si osserva che la Rocca mostra un comportamento globale tale da soddisfare nel complesso, in relazione ai parametri geometrici e di resistenza assunti per i materiali, le verifiche. Gli unici livelli che mostrano un indice di sicurezza sismica, o analogamente un fattore di accelerazione, inferiore all'unità sono gli ultimi due della torre (TP_4 e TP_3) in direzione x (direzione geografica NO-SE) mentre in direzione y solo l'ultimo livello presenta delle criticità. Questo è da imputarsi alla limitata area resistente a taglio e al ridotto sforzo normale σ_0 , tale da non comportare un aumento significativo della resistenza a taglio. Tutti gli altri livelli mostrano fattori di sicurezza, sia in termini di tempo di ritorno che di accelerazioni, sufficientemente elevati. I primi due piani della Rocca (TP_-1 e TP_0) risultano verificati per periodi di ritorno superiori al limite superiore del tempo di ritorno previsto dalla normativa (2475 anni) indicando comunque una buona concezione dell'organismo strutturale originario nel suo complesso.

4.3 Analisi LV2

L'analisi di secondo livello è stata eseguita nei riguardi dell'attivazione di potenziali meccanismi

locali mediante l'approccio cinematico. Negli edifici esistenti in muratura spesso, infatti, avvengono collassi parziali, a causa di azioni orizzontali, causati da perdita dell'equilibrio di porzioni murarie a seguito di un evento sismico. La verifica nei riguardi di questi meccanismi assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si attivano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di azioni nel piano possono svilupparsi meccanismi causati dall'attivarsi di sistemi ad arco [10] [11]. I meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione della Rocca sono stati stimati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, e sono stati inoltre individuati considerando la presenza degli stati fessurativi presenti. Nel caso in oggetto, data la presenza di volte spingenti a tutti i livelli della Rocca, e data la geometria della copertura a falde, sono stati ritenuti particolarmente significativi i seguenti meccanismi locali: a) ribaltamento semplice di parete; b) ribaltamento del cantonale.

4.3.1 Ribaltamento semplice di parete

Il ribaltamento semplice di pareti esterne dovuto all'azione orizzontale del sisma rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti. Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali, alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. Tale cinematico si manifesta nel caso di assenza di adeguato vincolo in sommità ed in assenza di collegamento tra l'elemento e le pareti ortogonali. Inoltre, sono causa di carenze e vulnerabilità associate al meccanismo l'assenza di cordoli o catene ai piani, la presenza di orizzontamenti deformabili e/o mal collegati, intersezioni murarie di cattiva qualità, la presenza di spinte non contrastate sulla parete, murature a sacco o paramenti mal collegati. Nel caso di attivazione del meccanismo, in genere, possono manifestarsi lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie, fuori piombo della parete ribaltante, sfilamenti delle travi degli orizzontamenti.

Nel caso di ribaltamento della parete monolitica

si considera la possibilità che la tesa muraria subisca il ribaltamento attorno a diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei diversi piani dell'edificio, e si valuta la condizione alla quale corrisponde un minore moltiplicatore di collasso λ . Una volta definita la geometria, le forze peso dei vari componenti e le spinte statiche, si aggiungono le forze orizzontali che, in caso di sisma, sono associate a ciascuna massa, che sono calcolate come prodotto delle varie masse per il moltiplicatore λ . Il moltiplicatore di collasso λ delle forze orizzontali è valutato imponendo le condizioni di equilibrio al ribaltamento del corpo attorno alla cerniera cilindrica considerata, uguagliando il momento ribaltante e quello stabilizzante.

Le murature presenti nella Rocca, ad eccezione della parete centrale del palagio, sono a sacco, quindi il macroelemento analizzato è costituito da due paramenti distinti, vincolati al suolo mediante cerniere e collegati tra loro da un vincolo interno distribuito che schematizza l'interazione tra i due corpi. Questo vincolo può essere rappresentato con una distribuzione continua di carrelli monolateri, che permettono solo il trasferimento di forze di compressione da una parete all'altra,

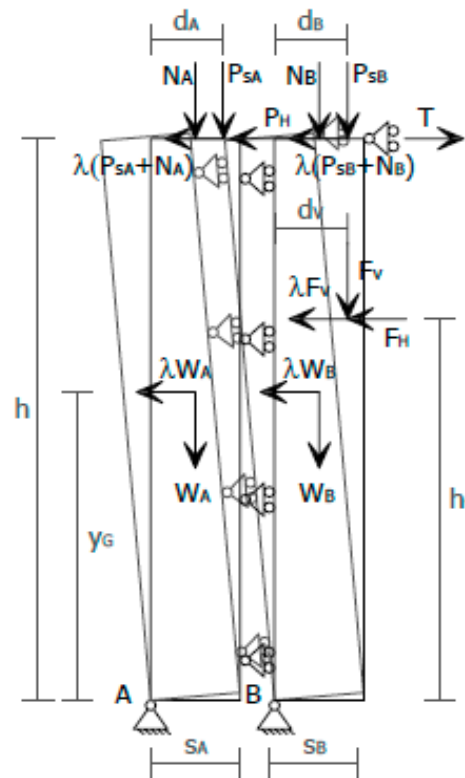


Figura 21: Schema di calcolo per la parete a doppia cerniera.

Tabella 4. Sintesi risultati analisi LV2 per la torre (doppia cortina). Setti in direzione x (direzione NO-SE).

PARETE NORD-OVEST TORRE						
	$\lambda=\alpha_0$	a^* [m/s ²]	M* [kN/(m/s ²)]	e^*	a^*_0 [m/s ²]	$a^*_0 > a^*$
T_P4_PN-O	0.068	1.13	9.47	0.96	0.51	NO
T_P3_PN-O	-0.006	1.02	27.03	0.76	-0.05	NO
T_P2_PN-O	-0.034	0.95	39.48	0.78	-0.32	NO
T_P1_PN-O	-0.052	0.81	62.15	0.77	-0.49	NO
PARETE SUD-EST TORRE						
	$\lambda=\alpha_0$	a^* [m/s ²]	M* [kN/(m/s ²)]	e^*	a^*_0 [m/s ²]	$a^*_0 > a^*$
T_P4_PS-E	0.067	1.13	8.35	0.96	0.51	NO
T_P3_PS-E	-0.009	1.02	24.80	0.75	-0.08	NO
T_P2_PS-E	-0.039	0.95	36.48	0.78	-0.37	NO
T_P1_PS-E	-0.058	0.81	56.84	0.78	-0.54	NO
PARETE SUD-OVEST TORRE						
	$\lambda=\alpha_0$	a^* [m/s ²]	M* [kN/(m/s ²)]	e^*	a^*_0 [m/s ²]	$a^*_0 > a^*$
T_P4_PS-O	0.070	1.13	9.08	0.96	0.53	NO
T_P3_PS-O	-0.006	1.02	26.19	0.75	-0.05	NO
T_P2_PS-O	-0.034	0.95	38.75	0.79	-0.32	NO
T_P1_PS-O	-0.054	0.81	59.87	0.78	-0.50	NO

Tabella 5. Sintesi risultati analisi LV2 per la torre (parete monolitica).

PARETE NORD-OVEST TORRE						
	$\lambda=\alpha_0$	a^* [m/s ²]	M* [kN/(m/s ²)]	e^*	a^*_0 [m/s ²]	$a^*_0 > a^*$
T_P4_PN-O	0.068	1.13	9.47	0.96	0.51	NO
T_P3_PN-O	0.110	1.02	37.47	0.77	1.04	SI
T_P2_PN-O	0.049	0.95	55.79	0.77	0.46	NO
T_P1_PN-O	0.013	0.81	91.74	0.77	0.12	NO
PARETE SUD-EST TORRE						
	$\lambda=\alpha_0$	a^* [m/s ²]	M* [kN/(m/s ²)]	e^*	a^*_0 [m/s ²]	$a^*_0 > a^*$
T_P4_PS-E	0.067	1.13	8.35	0.96	0.51	NO
T_P3_PS-E	0.126	1.02	36.01	0.77	1.19	SI
T_P2_PS-E	0.056	0.95	54.21	0.78	0.52	NO
T_P1_PS-E	0.014	0.81	88.16	0.78	0.13	NO
PARETE SUD-OVEST TORRE						
	$\lambda=\alpha_0$	a^* [m/s ²]	M* [kN/(m/s ²)]	e^*	a^*_0 [m/s ²]	$a^*_0 > a^*$
T_P4_PS-O	0.070	1.13	9.08	0.96	0.53	NO
T_P3_PS-O	0.153	1.02	41.61	0.77	1.44	SI
T_P2_PS-O	0.075	0.95	62.24	0.78	0.70	NO
T_P1_PS-O	0.030	0.81	101.35	0.77	0.28	NO

non essendo la muratura in grado di contrastare l'allontanamento tra i due paramenti (causa l'assenza di diatoni) (Figura 21). Nonostante in caso di evento sismico sia possibile che il

paramento interno trasferisca parte della propria inerzia su quello esterno, nel meccanismo di ribaltamento è di fatto poco opportuno ipotizzare trasferimenti di azioni orizzontali attraverso la superficie in comune, in quanto risulta problematica ed arbitraria la valutazione della deformabilità che consente il trasferimento detto. Pertanto, se si ipotizza l'interazione tra i due paramenti limitata alla sola sommità della parete attraverso un collegamento rigido e la formazione di cerniere cilindriche alla base, il moltiplicatore di collasso è valutabile come per il caso di parete monolitica.

I risultati ottenuti per le pareti della torre, ottenuti assumendo un ammorsamento non efficace tra le pareti ortogonali, sono riassunti in Tabelle 4 e 5.

La Tabella 4, in particolare, riassume i risultati ottenuti analizzando le pareti della torre come pareti a doppia cortina (assumendo, di fatto, come inefficace il sacco interno); la Tabella 5 riporta invece quanto ottenuto analizzando la parete come monolitica. Si osserva che, anche a causa delle forti spinte orizzontali dovute alle volte presenti ai diversi livelli della, l'analisi del cinematico come parete a doppia cortina conduca a risultati eccessivamente conservativi in quanto, già in campo statico, si ottengono valori di λ in alcuni casi negativi.

4.3.2 Ribaltamento del cantonale

Tra i meccanismi di ribaltamento composto viene considerato anche quello che prevede il ribaltamento della parte alta del cantonale, generalmente favorito dalla spinta dei puntoni dei tetti. Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura nelle pareti concorrenti nell'angolo libero, attorno ad una cerniera posta alla base del cuneo. La configurazione del macroelemento (rappresentato in Figura 22) così determinatosi è variabile in relazione alla qualità del materiale costituente le murature confluenti nel nodo, che condiziona l'inclinazione delle superfici di distacco, e alla presenza di aperture in prossimità del cantonale, che ne determina generalmente lo sviluppo. Il meccanismo di ribaltamento del cantonale è, quindi, agevolato dall'assenza di un'adeguata connessione in testa alle pareti ortogonali e dalla presenza di coperture spingenti, specie di puntoni che poggiano

sull'angolata, oltre che da strutture murarie di cattiva fattura. Si suppone che il ribaltamento avvenga intorno ad un asse (passante per A in Figura 22) e perpendicolare ad un piano che contiene lo spigolo e che forma 45° con le pareti dove si attiva il meccanismo. L'angolo di 45° può essere considerato una buona approssimazione, valida in media, della direzione di spinta di un eventuale puntone di un tetto. La verifica, così impostata, è stata eseguita sui due spigoli liberi della copertura del palagio e sull'intera copertura della torre. Per i due spigoli liberi della copertura del palagio la verifica non risulta soddisfatta, mentre per la torre, in cui i puntoni hanno una limitata superficie d'influenza, tale meccanismo di collasso non risulta attivato.

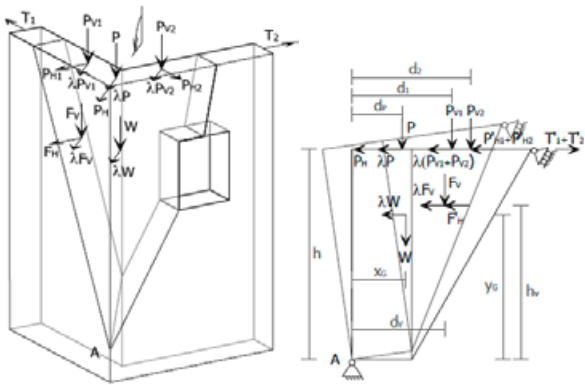


Figura 22: Schema di calcolo per il cantonale.

4.3.3 Ribaltamento del beccatello

Il beccatello, l'elemento architettonico usato per sostenere parti aggettanti, consiste in una mensola in legno, pietra o terracotta che permette di dare appoggio ad una porzione di edificio di pianta maggiore rispetto a quella sottostante. Usato in serie, anche in sequenze ben ravvicinate, oltre che un elemento strutturale diventa motivo di decorazione architettonica che caratterizza l'aspetto delle parti terminali delle costruzioni storiche come torri, cammini di ronda, balconate. Tali elementi costruttivi, davano la possibilità di esercitare la cosiddetta difesa "piombante": infatti nelle fortificazioni come ad esempio i castelli, dove sono presenti gli apparati a sporgere, nello spazio fra i beccatelli si trovavano spesso delle caditoie da cui lasciar cadere liquidi o pesi sufficienti a danneggiare i soldati assediati durante un attacco.

Sotto il profilo statico lo schema di funzionamento del beccatello può essere assimilato a quello di

una mensola tozza vincolata alla cortina esterna tramite il solo ammorsamento tra gli elementi che costituiscono la mensola e quelli della cortina. Valutate le azioni si può imporre le condizioni di equilibrio determinando l'azione T necessaria ad assicurarne l'equilibrio. Lo schema statico è illustrato in Figura 23. Essa offre indicazioni per una proposta di consolidamento, mirata ad evitare il ribaltamento del beccatello, mediante la realizzazione di un efficace vincolo capace di assicurare il trasferimento dell'azione T da realizzarsi tramite ancoraggio del beccatello alle retrostanti strutture murature del palagio.

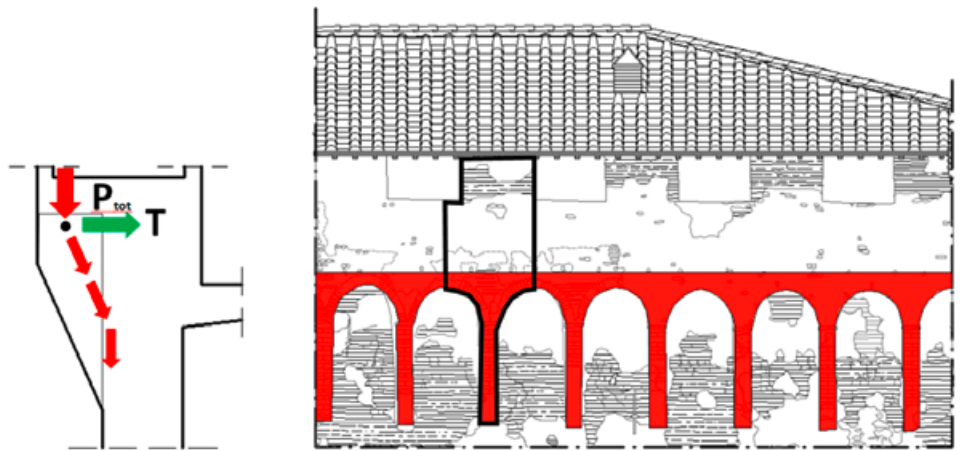


Figura 23: Schema di calcolo per il beccatello.

5 PROPOSTE DI CONSOLIDAMENTO

Il paragrafo illustra una serie di interventi mirati a risolvere le criticità strutturali evidenziate nei paragrafi precedenti. Dato che la Rocca Strozzi è un bene di interesse culturale, posto sotto tutela ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. Lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", gli interventi proposti mirano a raggiungere un compromesso tra esigenze di sicurezza e di conservazione [12] mediante miglioramenti locali dove la scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarli, risultano dalle precedenti fasi di valutazione.

Il principio ispiratore degli interventi sui beni monumentali deve fondarsi infatti sulla conservazione non solo della componente materica ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene. Le proposte

progettuali sono dunque volte a garantire la conservazione del complesso architettonico in tutte le sue parti evitando, in termini generali, tutte le opere di demolizione-sostituzione, ed operando con interventi che si integrino con la struttura esistente senza trasformarla radicalmente. La proposta progettuale è stata quindi proporzionata agli obiettivi di sicurezza e durabilità, prevedendo soluzioni tali da produrre il minimo impatto. È stato, in sostanza, preso a riferimento il cosiddetto “criterio del minimo intervento” (Franco Braga) in base al quale la struttura esistente, quando ancora in grado, deve continuare a lavorare nello stesso modo in cui lavorava prima dell'intervento.

È, dunque, su tali basi concettuali che è stata sviluppata la proposta progettuale di consolidamento strutturale della Rocca Strozzi. Nello specifico le criticità evidenziate nei paragrafi precedenti sono risolte mediante la seguente classe di interventi:

- rifacimento della copertura del palagio;
- consolidamento del camminamento di ronda;
- rinforzo delle pareti degli ultimi due piani della torre;
- inserimento di tiranti metallici nella torre;
- rinforzo dei solai in legno della torre;
- consolidamento della volta all'ultimo piano della torre;
- intervento di “cuci-scuci” delle fessure;
- consolidamento dei solai lignei.

5.1 Rifacimento della copertura del palagio

Lo stato di degrado in cui attualmente versa la copertura del palagio della Rocca ha reso necessario provvedere ad un'opera di puntellamento della stessa (Figura 24) che rende, ad oggi, inagibile per intero il secondo piano del palagio. Le verifiche condotte nei confronti dei carichi verticali hanno evidenziato una sostanziale inadeguatezza delle sezioni lignee, oltre ad essere queste interessate da un avanzato stato di degrado. La proposta progettuale, oltre alla sostituzione con nuove sezioni di tutti gli elementi strutturali (e del manto di copertura), ha previsto la realizzazione di una reticolare di falda disposta perimetralmente (Figura 25-Figura 26) atta a contrastare la spinta generata dalla copertura spingente. Ciò ha lo scopo di evitare che i muri del camminamento di ronda,



Figura 24: Puntellamenti sottostanti la copertura del palagio.

già gravemente compromessi in virtù della loro eccessiva snellezza, siano ulteriormente sollecitati. La reticolare si prevede sia costituita dai travetti, che realizzeranno i montanti, e da cavi d'acciaio impiegati come diagonali; mentre per i correnti, sia inferiore che superiore, si prevede di utilizzare cordoli lignei solidarizzati (con tasselli inghisati con resina) alle pareti sottostanti. Si prevede anche la realizzazione di un cordolo in corrispondenza della parete Sud-Ovest del

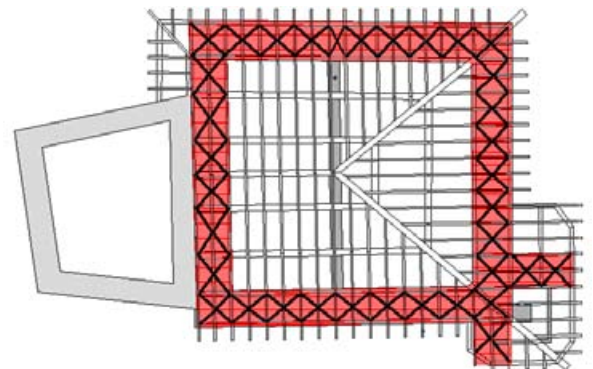


Figura 25: Individuazione della reticolare di falda.

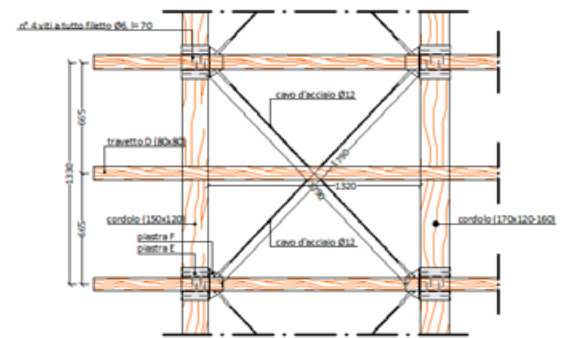


Figura 26: Maglia della reticolare di falda (dettaglio).

palagio, in comune con la torre. Lo scopo dell'intervento è di diffondere i carichi derivanti dall'appoggio delle travi di copertura, di realizzare un presidio allo sfilamento di queste in caso di evento sismico, e di ancorare la reticolare di falda alla parete della torre realizzando un elemento di chiusura nel piano della reticolare.

5.2 Consolidamento dei beccatelli

Nonostante la Rocca Strozzi mostri segni evidenti di cedimenti localizzati solo su un beccatello posto in corrispondenza dello spigolo Nord del palagio (messo attualmente in sicurezza con un intervento provvisorio), un intervento che consolidi la successione dei beccatelli per tutto il suo perimetro, da occultare all'interno, è quanto mai auspicabile. Poiché il pavimento del camminamento di ronda risulta profondamente danneggiato, l'intervento di consolidamento potrebbe consistere nella realizzazione di una reticolare di solaio vincolata alla cortina interna del muretto del camminamento di ronda, ed ancorata solo sui muri ad esso ortogonali (l'eccessiva distanza tra questi ed il ridotto spessore della parete che li collega rende impossibile ancorarla in modo continuo alla parete stessa). Il sistema di ancoraggio potrebbe essere realizzato con la barra con calza (tecnologia "Bossong"). Questo consente di risolvere l'ancoraggio anche in aree problematiche come intorno al torrino d'angolo, in cui la maglia della reticolare presenta una maggiore articolazione. La struttura potrà funzionare come elemento portante del nuovo solaio del camminamento (Figura 27).

5.3 Consolidamento dei solai lignei

Così come per la copertura, anche i due solai lignei presenti nella torre risultano non soddisfare le verifiche di resistenza a flessione e di deformabilità (sia le travi sia i travetti). Per il consolidamento del solaio si può prevedere un intervento consistente nella realizzazione di una soletta collaborante con il solaio esistente che, oltre ad un incremento della resistenza del solaio, conferisce un aumento della rigidità nel piano ed una più corretta distribuzione dei carichi. La tecnologia della soletta collaborante conduce a significativi miglioramenti sia nei confronti dei carichi verticali sia di quelli orizzontali, consentendo la conservazione del solaio "alla toscana", considerato un bene storico con connotazione

territoriale da preservare. L'intervento, di per contro, si presenta come un intervento invasivo e difficilmente reversibile (dato l'impiego di calcestruzzo reso solidale agli elementi lignei ed alle pareti). Un approccio alternativo, e moderno, può essere realizzato mediante l'utilizzo di compensato strutturale con doppio tavolato che garantisce a livello qualitativo gli stessi vantaggi della soletta in calcestruzzo armato, ed allo stesso tempo la reversibilità.

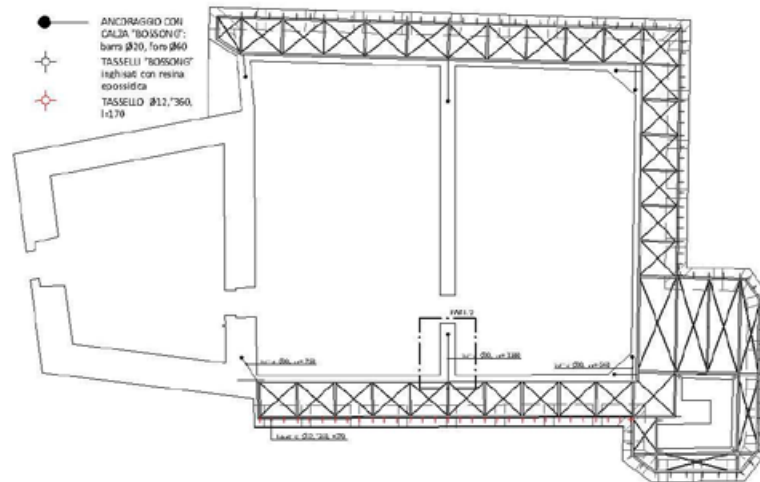


Figura 27: Pianta della reticolare di solaio.

5.4 Consolidamento della volta

Il quadro fessurativo osservato nella parete Sud-Ovest della torre, come mostrato dai risultati della modellazione agli elementi finiti, è da imputarsi anche alla spinta esercitata dalla volta posta al piano terzo. La presenza dell'apertura sulla volta ha determinato la deviazione delle tensioni nella direzione degli spigoli. Tale deviazione determina il venir meno della forza peso che garantiva la solidità dell'appoggio, generando probabilmente il distacco dell'unghia centrale dalla cortina muraria interna. L'intervento potrebbe dunque consistere nella realizzazione di una cappa armata all'estradosso della volta in muratura, collegata per mezzo di cuciture armate. La cappa potrà poi essere ancorata alla muratura per mezzo di barre inghisate (Figura 28). Si può prevedere inoltre la realizzazione di un solaio con longarine in acciaio che permetta alla volta di dover resistere al solo peso proprio e a quello del rinfiacco. La spinta della volta potrà inoltre essere ricentrata sulla muratura per mezzo di catene perimetrali. L'intervento proposto realizza dunque una nuova struttura resistente che collabora con quella sottostante. La cappa

presenta uno spessore maggiorato in corrispondenza delle reni per offrire alla curva delle pressioni una sezione più ampia, permettendo inoltre, grazie alla rete metallica, di assorbire eventuali sforzi di trazione. Queste due strutture, quella antica e quella nuova, vengono così a lavorare in parallelo, ma la differente rigidezza della cappa in calcestruzzo armato porta usualmente quest'ultima ad assumere una percentuale maggiore del carico agente.

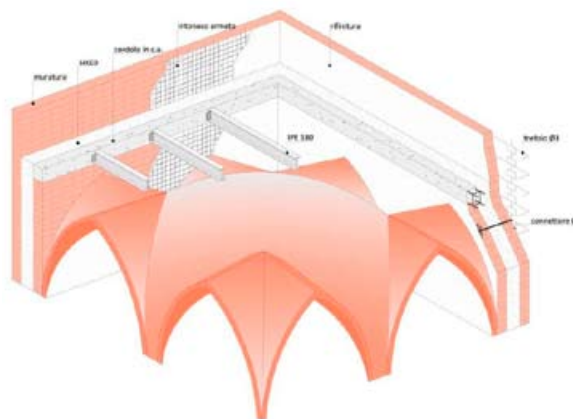


Figura 28: Vista assonometrica dell'intervento sulla volta.

6 CONCLUSIONI

Lo studio svolto sulla Rocca Strozzi rappresenta un primo passo per l'analisi strutturale del complesso monumentale. I progetti e gli interventi che ad oggi hanno interessato la costruzione hanno analizzato principalmente l'analisi dello stato di degrado strutturale, e hanno condotto alla messa in sicurezza di alcune sue parti. Risulta, però, assente una valutazione globale dettagliata del comportamento strutturale globale della struttura, e un progetto di consolidamento che possa rendere l'edificio fruibile. L'assenza di sperimentazione in situ, ad eccezione dei dati desunti dalle indagini endoscopiche, ha condizionato il livello di conoscenza adottato nello studio, nonché il dettaglio e la scala della modellazione. La fase di modellazione numerica si è tradotta in un processo iterativo di revisione del modello per consentirne l'affinamento in funzione dei risultati, ed allo stesso tempo ha consentito di evidenziare i fattori che influiscono sul livello di accuratezza dei risultati e sulla direzione di approfondimento da dare a futuri studi. L'analisi di vulnerabilità sismica è

stata condotta secondo il modello di valutazione proposto dalle Linee Guida analizzando i livelli LV1 e LV2. La valutazione LV1 svolta sulla Rocca ha evidenziato come non risultino verificati a due livelli della torre, come era lecito attendersi in virtù della presenza importante di masse in relazione alla quota (come la pesante volta spingente al terzo piano della torre) e della snellezza delle pareti dell'ultimo livello del palagio. La valutazione LV2 ha evidenziato una serie di potenziali meccanismi di danno che potrebbero attivarsi in caso di evento sismico. In virtù di quanto determinato nella fase di analisi sono stati proposti degli interventi di miglioramento e di consolidamento. Occorre comunque osservare che alcune delle verifiche condotte, ipotizzando un livello di conoscenza più elevato (quale potrebbe risultare, ad esempio, da una campagna di indagini strutturali esaustive e mirata), risulterebbero soddisfatte, consentendo una riduzione del numero e dell'entità degli interventi di consolidamento.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Comune di Campi Bisenzio per aver consentito il libero accesso ai locali della Rocca Strozzi, il Prof. Giuseppe Centauro e l'Ing. Riccardo Papi per le preziose informazioni e per il materiale messo a disposizione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] M. Fioravanti, S. Mecca (a cura di). *The Safeguard of Cultural Heritage. A challenge From The Past for the Europe of Tomorrow*. COST strategic workshop, July 11th- 13th, 2011, Florence, Italy.
- [2] NTC2008. D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/01/2008. *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*. G.U. n. 29 del 04.02.2008, S.O. n. 30.
- [3] DPCM2011. Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC 2008. G. U. n. 47 del 26.02.2011.
- [4] M. Biagioni. *Guida del Comune di Campi Bisenzio*. Ed. Florence Service, 1991.
- [5] G. A. Centauro. *La Rocca di Campi Bisenzio, l'identità ritrovata*. Ed. Nuova Toscana Editrice, Firenze, 2004.

[6] A. Monti, F. Sznura. *Riparo della Città: Il castello di Campi nel Trecento, un caso di Ristrutturazione Urbanistica*. Ed. Metropoli, 1997.

[7] F. Antenore, M.T. Cristiano. *Studio del comportamento strutturale della Rocca Strozzi a Campi Bisenzio (FI) e proposte di miglioramento sismico*. Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile, 2013

[8] Circolare 2009. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009. *Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni* di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

[9] R. Papi. *Rocca Strozzi a Campi Bisenzio: Relazione sui risultati delle indagini strumentali. Report tecnico*, 2005.

[10] Regione Marche. *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*. Ed. ITC CNR L'Aquila, 2007.

[11] A. Giuffrè. *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Ed. Kappa, Roma, 1995.

[12] P. Spinelli, M. Betti, L. Conti, M. Orlando, G. Terenzi (a cura di). *Atti del Workshop Safe Monuments 2014. Tra conservazione e sicurezza di edifici monumentali e del costruito storico*. Ed. Collegio Ing. della Toscana, Firenze, 2014.

Michele BETTI (mbetti@dicea.unifi.it), nato a Firenze nel 1971, laureato in Ingegneria Civile nel 1996, è ricercatore presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze. Si interessa di identificazione strutturale occupandosi anche delle tematiche della vulnerabilità sismica di edifici monumentali (in muratura).

Maurizio ORLANDO (maurizio.orlando@unifi.it), nato a Locri (RC) nel 1969, laureato in Ingegneria Civile nel 1993, è Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso la Scuola di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze. I suoi principali argomenti di ricerca sono l'ingegneria del vento, le strutture in c.a. e quelle in muratura.

Paolo SPINELLI, nato a Firenze nel 1950, è laureato in Ingegneria Civile presso l'Università di Firenze, dove attualmente è Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni. E' stato, nella università fiorentina, Presidente del Corso di Laurea in Ingegneria Civile ed Edile. E' stato anche Presidente dell'Ordine degli Ingegneri di Prato. Fa parte del Consiglio della Scuola Superiore di Formazione Professionale del CNI. E' Direttore del Bollettino Ingegneri, si occupa di strutture in c.a., acciaio e legno, e dello studio degli effetti del vento sulle costruzioni.

Fabrizio ANTENORE (fabrizioantenore@live.it), nato a Firenze nel 1984, si è laureato nel 2013 in Ingegneria Edile presso la Scuola di Ingegneria di Firenze. Dal 2013 collabora presso uno studio di ingegneria operante nel settore dell'edilizia civile, infrastrutture ed opere geotecniche

Maria Teresa CRISTIANO (cristiano.mariateresa@gmail.com) nata nel 1984 a Stigliano (MT), ha conseguito la laurea magistrale in Ingegneria Edile nel 2013 presso Scuola di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze. Dal 2013 si occupa di progettazione, ricerca e sviluppo nel settore dei profili in acciaio in parete sottile, con particolare attenzione alle tipologie antisismiche.