

Analisi ed interpretazione del dissesto statico di Palazzo Bourbon-Del Monte a Piancastagnaio

Gianni BARTOLI - Michele BETTI - Maurizio ORLANDO - Alessio PICCHIONI - Paolo SPINELLI

1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro si colloca nell'ambito degli studi volti a fornire un'interpretazione dei dissesti che interessano gli edifici in muratura attraverso l'analisi di un caso di studio: il palazzo Bourbon-Del Monte, un palazzo nobiliare del XVII secolo sito nel comune di Piancastagnaio (SI). Scopo della presente memoria è valutare le cause che hanno prodotto il dissesto dell'edificio nella prospettiva di un futuro intervento di consolidamento strutturale e di restauro.

Il palazzo si presenta ai giorni nostri in un avanzato stato di degrado per effetto sia di un naturale invecchiamento dei materiali, amplificato in parte dall'assenza della normale manutenzione ordinaria, sia soprattutto a causa della progressiva alterazione del comportamento strutturale legata all'insorgere di dissesti statici progrediti nel tempo.

Allo scopo di fornire un'interpretazione sull'origine del danno è stata effettuata una serie di analisi numeriche, mediante la tecnica degli elementi finiti, con le quali si è indagato in particolare lo stato tensionale sulle murature indotto dai carichi verticali, considerando l'interazione terreno-struttura. Tali indagini si sono concentrate in particolar modo sul fronte Est del palazzo, la zona in cui si sono manifestati i dissesti di maggiore entità (come nel seguito descritto).

Per valutare l'effetto di eventuali azioni sismiche è stato inoltre svolto uno studio preliminare di vulnerabilità sismica mediante l'analisi dei cinematici di collasso. Le analisi sono state svolte seguendo le indicazioni fornite dalle recenti normative sismiche [1, 2, 3] e il quadro fessurativo presente sull'edificio è stato impiegato per individuare i potenziali meccanismi di collasso.

Il confronto tra i risultati delle analisi numeriche e le indicazioni ottenute dallo studio dei cinematici di collasso ha consentito di trarre delle indicazioni sulle possibili cause del dissesto, evidenziando tuttavia l'opportunità di svolgere alcune prove sperimentali necessarie al fine di validare le conclusioni fin qui ottenute.

2. IL PALAZZO BOURBON-DEL MONTE IN PIANCASTAGNAIO

2.1. Cenni storici

Il palazzo Bourbon-Del Monte (Fig. 1) è sito nel comune di Piancastagnaio (SI), un piccolo centro storico situato nel versante sud-orientale del Monte Amiata. Nel 1601 il Comune venne dato in feudo da Ferdinando I de' Medici al generale Giovan Battista Bourbon dei marchesi Del Monte, il quale nel 1603 dette inizio alla costruzione di un palazzo di imponente concezione lungo le mura meridionali della cittadina.

Il Palazzo di Piancastagnaio costituisce un raro esempio di architettura feudale del 1600 ed è una costruzione non comune nell'intero Granducato di Toscana [4] (Fig. 1).



Figura 1 - Il palazzo del Marchese Bourbon-Del Monte (fonte A. Ruggieri, *Vedute di Città e Castelli del senese, sec. XVII*).

Nel periodo a cavallo tra il 1500 ed il 1600, infatti, non si osserva la realizzazione di molti edifici di analoghe dimensioni neppure nelle grandi città. Il progetto è da attribuirsi a Valentino Martelli, membro della corporazione dei "pittori di Perugia", in gioventù allievo di Michelangelo a Roma. Egli elaborò un progetto che si inseriva nella cultura architettonica contemporanea, proponendo una soluzione progettuale complessa ed articolata a causa dei problemi posti dall'inserimento ambientale. Il palazzo venne infatti edificato inglobando un tratto delle mura medioevali (fra Porta di Borgo e Porta Perella) con la conseguente difficoltà di dover superare un dislivello di circa 10 m (tra base delle mura e livello superiore). In quel tratto le mura erano un vero e proprio terrapieno dal quale si poteva osservare, in posizione dominante, la sottostante vallata con i vicini confini dello Stato della Chiesa.

Di notevole interesse dovevano inoltre essere, almeno secondo le fonti storiche [5], i giardini iniziati nel 1622 e circostanti l'edificio. Essi si estendevano per centinaia di metri lungo la fascia Sud delle mura di Piancastagnaio, in una zona ricca di sorgenti. Questo elemento di magnificenza e sfarzo della casata Bourbon-Del Monte ebbe tuttavia breve durata, dal momento che già nel 1676 i giardini versavano in un vistoso stato di deterioramento a causa dell'incuria e della trascurata regimazione delle acque.

I marchesi conservarono all'Amiata i loro vasti possedimenti anche dopo le riforme dei Lorena del 1749 e del 1786 che avrebbero dovuto portare all'abolizione dei feudi. La residenza dei Bourbon-Del Monte, con tutti i possedimenti di Piancastagnaio, venne venduta dalla marchesa Maria Maddalena

nel settembre del 1871 a Mons. Antonio Pellegrini. Il palazzo venne allora trasformato in deposito di derrate agricole. Esso rimase di proprietà dei Pellegrini fino al secondo dopoguerra quando venne venduto a privati e frazionato in diversi nuclei. Con il frazionamento ebbe inizio una serie di lavori tesi a trasformare le vaste sale in appartamenti e in locali pubblici, nonché in laboratori artigianali e in cantine.

Questa è la situazione nella quale rimase il palazzo fino alla fine degli anni '80 del secolo passato quando, a causa del manifesto dissesto, fu dichiarato inagibile dalla Pubblica Autorità. Il rilevante stato di danno era stato peraltro evidenziato anche all'interno della relazione tecnica elaborata dai Proff. Andrea Chiarugi e Carlo Blasi [6], consulenza richiesta dall'amministrazione locale in seguito all'aggravarsi del quadro dei dissesti presente sulla struttura.

Recentemente il Comune di Piancastagnaio, dopo un lungo processo di acquisizione dei vari nuclei abitativi, è divenuto proprietario dell'intero palazzo Bourbon-Del Monte, ad eccezione di un solo appartamento rimasto ancora di proprietà privata.

All'inizio del 2007, nell'ambito della convenzione tra il Comune di Piancastagnaio e il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA) dell'Università di Firenze, è stato installato all'interno dell'edificio un sistema di monitoraggio, sia statico che dinamico, in grado di rilevare le variazioni di ampiezza di alcune delle lesioni presenti (mediante fessurimetri) e l'inclinazione di alcune pareti (attraverso clinometri), e di registrare eventuali accelerazioni, causate ad esempio da eventi sismici, che possono interessare l'edificio.

2.2. Descrizione dell'impianto strutturale

Il palazzo Bourbon-Del Monte è situato nella parte Sud del borgo, tra Viale Florindo Guerrini e Piazza Belvedere. L'edificio si articola su due piani, collegati da una scala monumentale in peperino, più un livello intermedio ed il piano delle soffitte. Il fatto di essere stato realizzato inglobando un tratto delle mura medioevali ha generato una diversa articolazione delle dimensioni delle facciate Nord e Sud del palazzo. Il lato Nord si sviluppa prevalentemente in larghezza (Fig. 2), essendo



Figura 2 - Palazzo Bourbon-Del Monte (prospetto Nord).



Figura 3 - Palazzo Bourbon-Del Monte (prospetto Sud).

composto dal "piano nobile" e dalle soffitte, e presenta un'altezza pari a circa un terzo della larghezza (le dimensioni in pianta sono circa 10.5 m x 31.6 m), mentre il lato Sud (Fig. 3) ha altezza doppia rispetto al versante opposto, comprendendo anche il piano terra e il piano intermedio.

La pianta del palazzo è a base pressoché quadrata (31.6 m è la larghezza del prospetto Nord, 34.2 m quella del prospetto Est) e presenta un'appendice interrotta in corrispondenza dell'angolo Sud-Ovest, che rende di circa 3 m più larga la parete perimetrale Sud rispetto alla dimensione del fronte opposto. La struttura interna è caratterizzata da un vasto salone di rappresentanza avente dimensioni pari a circa 9.5 m x 20.5 m (Fig. 4), dal sottostante cortile del piano terra, di 9.5 m x 17.5 m (Fig. 5), e dall'ampia scala che si trova a fianco del salone, sul lato Ovest del palazzo.

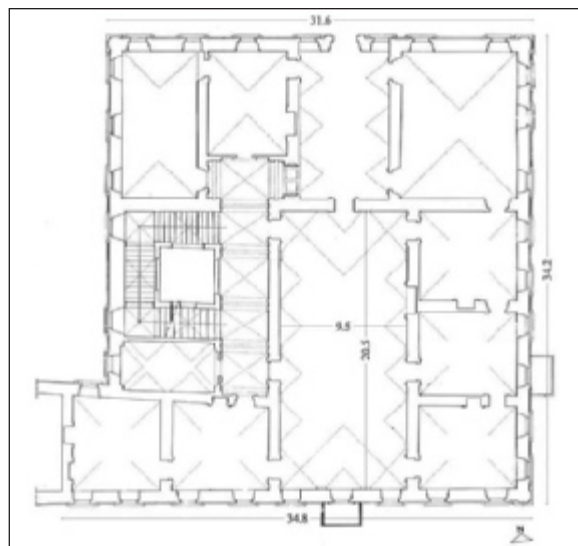


Figura 4 - Pianta piano nobile (ricostruzione dello stato originario).

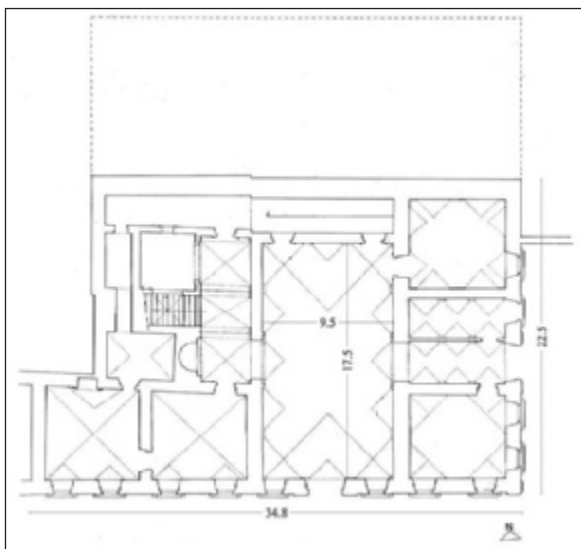


Figura 5 - Pianta piano terra (ricostruzione dello stato originario).

Il terzo piano dell'edificio, che accoglieva originariamente le soffitte, si articola su di una superficie ridotta rispetto ai piani sottostanti, in quanto il salone di rappresentanza del piano nobile si estende in altezza fino ad occupare parte delle soffitte.

La particolare distribuzione degli spazi interni del palazzo segna con ogni probabilità la caratteristica principale delle facciate, che è quella di presentare numerose alternanze tra vuoti e pieni. Il portale principale, che dà su piazza Belvedere (Fig. 2), e il portale Sud (Fig. 3) sono in asse con il salone e risultano spostati verso il lato Est del palazzo. Anche i portali sugli altri due fronti, posti in asse fra loro, appaiono decisamente spostati verso valle, il che può essere dovuto alla particolare conformazione del terreno che non ha permesso il loro posizionamento lungo l'asse mediano Est-Ovest.

Per quanto riguarda l'impianto strutturale dell'edificio si osserva, sulla scorta dei rilievi [7, 8] e delle indagini visive effettuate nel corso della ricerca, che tutti gli orizzontamenti principali sono del tipo a volta. Orizzontamenti di luce minore sono invece realizzati mediante solai in legno (principalmente i solai di copertura). Di notevole interesse è il sistema strutturale con il quale i costruttori hanno pensato di contrastare le spinte delle volte dei due grandi saloni sovrapposti. Il posizionamento dei due saloni nella zona centrale ha infatti consentito la realizzazione, a lato, di una serie di robusti muri trasversali in grado di contrastare la considerevole azione spingente trasmessa dalle volte.

2.3. Rilievo ed interpretazione dello stato del dissesto

Il quadro dei fenomeni di dissesto e di degrado in atto nel palazzo Bourbon-Del Monte è piuttosto complesso. I dissesti di maggior rilievo si manifestano sul fronte Est (Fig. 6) e sul fronte Sud (Fig. 7), mentre risultano sostanzialmente prive di fenomeni fessurativi significativi sia la parete Ovest sia la parete Nord del palazzo. In particolare, il

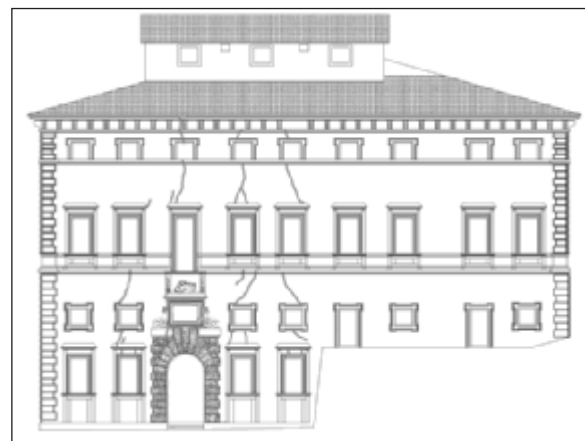


Figura 6 - Quadro fessurativo attuale sul prospetto Est.

prospetto Est mostra un quadro fessurativo caratterizzato da lesioni inclinate rispetto alla verticale di circa 45°, comprese tra la zona in cui si realizza la discontinuità altimetrica della struttura a monte e la seconda finestra a partire dal lato che si affaccia sul viale F. Guerrini. Le lesioni risultano passanti e si estendono dalla base alla sommità della facciata.

Al fenomeno descritto, tracciato in Fig. 8, vanno aggiunte le rotazioni verso l'esterno delle pareti murarie perimetrali, favorite probabilmente dall'azione spingente di volte e copertura.



Figura 7 - Quadro fessurativo attuale sul prospetto Sud.

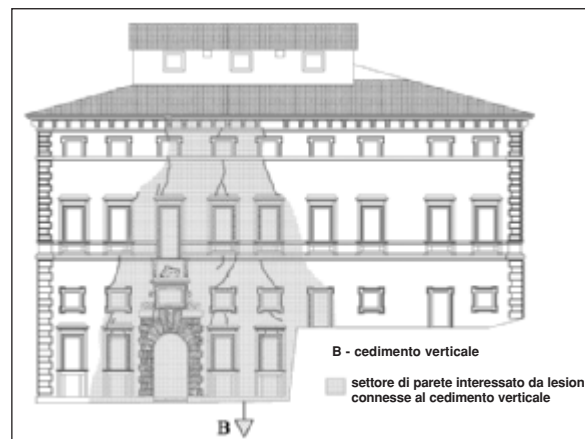


Figura 8 - Settore della parete perimetrale Est interessato dal cedimento fondale.

Una esatta ricostruzione dell'ordine cronologico dei dissesti è alquanto ardua a causa della carenza di informazioni. Quello che ad oggi sembra essere evidente è la tendenza al distacco del fronte Est dal corpo dell'edificio, resa evidente da una marcata lesione verticale che si estende per tutta l'altezza nella zona prossima allo spigolo Sud-Est (Fig. 9).



Figura 9 - Particolare della lesione verticale nella zona prossima allo spigolo Sud-Est.

La rotazione di una parete esterna produce infatti un quadro fessurativo connotato essenzialmente da lesioni verticali che, in corrispondenza del muro ortogonale, evidenziano il licenziamento del corpo in rotazione rispetto alla rimanente parte di edificio. Il meccanismo viene innescato dalle azioni legate al comportamento intrinseco del sistema strutturale, quali l'azione di archi, volte o strutture spingenti.

Le fessure della muratura riconducibili a questo fenomeno assumono ampiezza crescente dalla base alla sommità, e questo è quanto si osserva anche nel caso della marcata lesione verticale nella zona prossima all'angolata Sud-Est del palazzo (Fig. 9).

Lo sviluppo di tale lesione potrebbe aver consentito l'ingenerarsi del moto di rotazione verso l'esterno del fronte Sud. La parete Sud, oltre alla significativa lesione verticale che si estende su tutta l'altezza della parete, presenta sullo spigolo Sud-Est numerose linee fessurative, ad andamento prevalentemente verticale, distribuite nella zona intermedia della facciata (Fig. 10).

Queste lesioni potrebbero essere attribuite al moto di rotazione verso l'esterno della parete, con conseguente distacco dal corpo dell'edificio. Esse potrebbero anche indicare un distacco parziale del lato Est della parete, dal momento che la zona ad Ovest del fronte non è libera, bensì vede la presenza di altri edifici che si sviluppano in continuità con la struttura del palazzo, anche se con altezze infe-

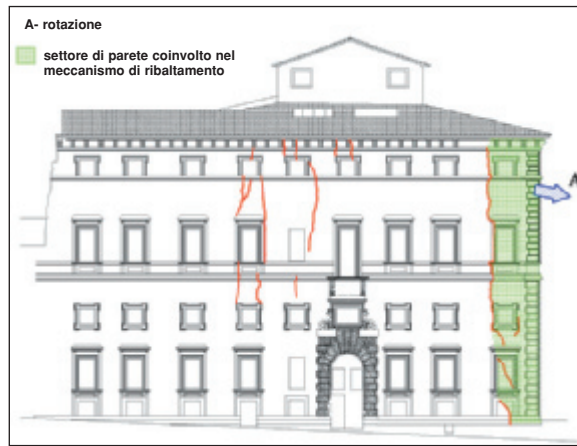


Figura 10 - Settore della parete perimetrale Sud coinvolto nel meccanismo di ribaltamento.

riori. L'insieme di edifici ad Ovest potrebbe fornire un vincolo alla rotazione della parete muraria, contribuendo al distacco del solo settore di destra della facciata Sud.

Il precario stato di equilibrio della struttura ha reso necessario, nei primi anni '90, l'introduzione di catene metalliche ai vari piani dell'edificio. La disposizione di questi elementi negli spazi interni del palazzo e la tecnologia utilizzata per il loro ancoraggio alle pareti murarie denotano certamente un carattere di provvisorietà di tali presidi, tuttavia la loro presenza ha avuto il merito di impedire, nel corso degli anni, un ulteriore aggravio delle condizioni statiche della costruzione prevenendone il collasso.

Ai fenomeni fessurativi presenti sulle pareti perimetrali del palazzo vanno ad aggiungersi le molteplici lesioni riscontrabili sugli organismi murari interni.

Le Figg. 11 e 12 riportano un sintetico dettaglio delle lesioni maggiormente significative. In esse sono riportati anche gli atti di moto che sembrano coinvolgere le pareti perimetrali Est e Sud e le zone interessate dal cedimento verticale della fondazione. In particolare tale cedimento ha coinvolto essenzialmente l'area in corrispondenza delle fondazioni della spalla esterna ed interna del grande arco che si trovava originariamente al piano interrato.

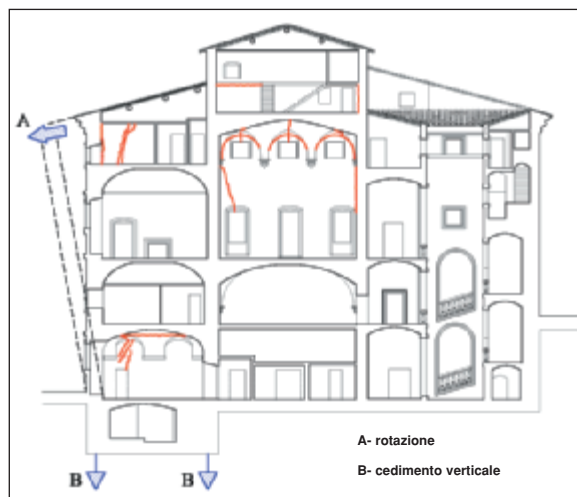


Figura 11 - Sezione mediana Est-Ovest, rotazione della parete perimetrale Est e cedimento verticale.

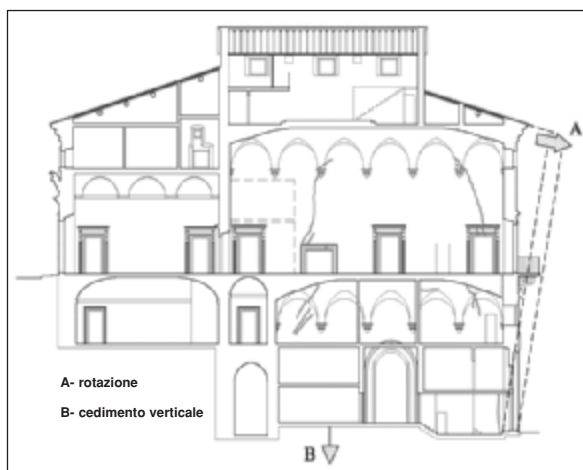


Figura 12 - Sezione mediana Nord-Sud, rotazione della parete perimetrale Sud e cedimento verticale.

Uno studio geologico [9] ha permesso di ricostruire la stratigrafia del terreno di fondazione. In base ad esso risulta che mentre la parte settentrionale dell'edificio si fonda su di un consistente strato di roccia trachitica, il fronte opposto è edificato sopra depositi terrigeni di varia natura, con caratteristiche meccaniche sensibilmente inferiori. Tale disomogeneità emerge con chiarezza dalla sezione geologica effettuata lungo l'asse Nord-Sud, che individua una stratigrafia caratterizzata a valle dalla presenza di limo sabbioso e a monte da uno strato pressoché uniforme di roccia trachitica (Fig. 13).

Alla luce di quanto descritto, è stato condotto uno studio approfondito dell'interazione tra l'edificio e il terreno sottostante, per verificare la correlazione esistente tra lo stato attuale del dissesto e la disomogeneità del terreno.

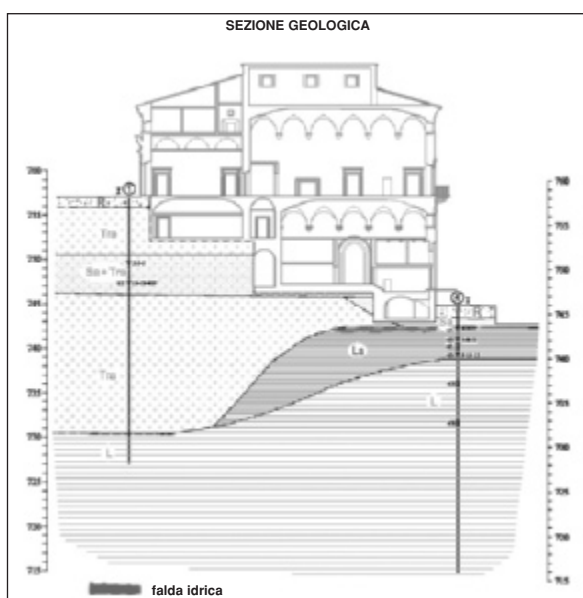


Figura 13 - Stratigrafia del terreno individuata da una sezione geologica (R = terreno di riporto; Sa = terreno di riporto sabbioso; Sa+Tra = roccia trachitica in matrice sabbiosa; Tra = roccia trachitica; Ls = limo sabbioso di colore marrone-grigio; L = limo grigio compatto con ciottoli calcarei).

3. DIAGNOSI STRUTTURALE

3.1. Modellazione agli elementi finiti

L'analisi dell'edificio è stata condotta ricorrendo alla tecnica degli elementi finiti, adottando il codice di calcolo SAP2000nl®. Le pareti murarie sono state modellate con elementi finiti isoparametrici lineari a 4 nodi, cercando di realizzare una "maglia" sufficientemente regolare.

La modellazione ha compreso anche gli organismi strutturali voltati in modo tale da conferire al modello un'adeguata distribuzione di massa e rigidità e per tenere conto dell'effetto spingente delle volte stesse sulle strutture murarie verticali. Complessivamente il modello consta di 16210 elementi piani, 16.486 nodi e 791 elementi lineari di tipo *frame* (Figg. 14 e 15).

Per quanto riguarda le condizioni di vincolo, data la disomogeneità delle caratteristiche meccaniche del terreno, si è resa necessaria una diversificazione tra queste per la zona a monte e quella a valle della cinta muraria. Pertanto, per la modellazione del suolo di fondazione del fronte Sud, è stato fatto riferimento allo schema di suolo elastico alla Winkler, mentre per quanto concerne il fronte Nord del palazzo (dove il terreno roccioso sottostante ha valori medi di coesione intorno a 200 kPa), si è ritenuto

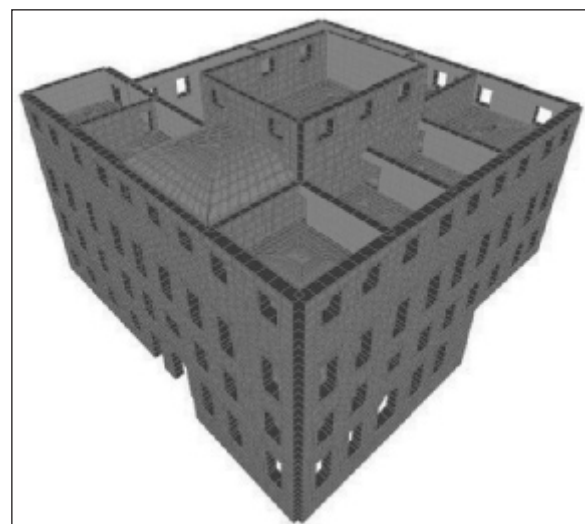


Figura 14 - Vista globale del modello agli elementi finiti (lato Viale F. Guerrini).

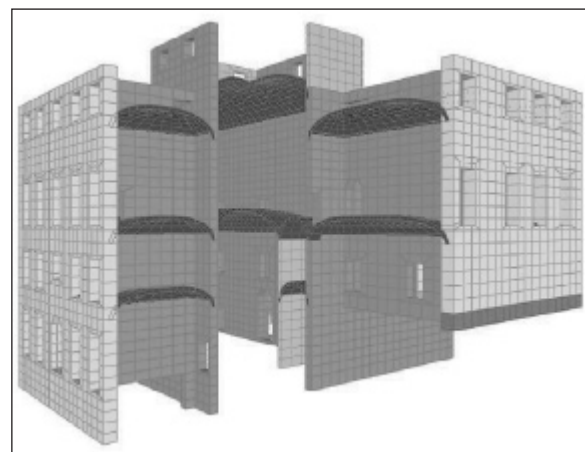


Figura 15 - Diversi organismi murari all'interno del modello.

to idoneo procedere con l'inserimento nella zona di contatto tra le murature e il terreno di uno strato costituito da una serie di elementi finiti isoparametrici a 4 nodi aventi rigidità solo nel proprio piano ("elementi *membrana*"), in modo da tener conto dell'elasticità del terreno sottostante senza però trascurarne la coesività.

La rigidità alla traslazione verticale offerta dagli elementi *membrana* dipende dal valore del modulo di elasticità normale E (modulo di Young), che è stato ricavato con riferimento ad una costante di sottofondo $k_w=200 \text{ N/cm}^3$ (di un ordine di grandezza superiore rispetto alla costante di Winkler assunta per il fronte opposto).

Per tali elementi, caratterizzati da un'altezza unitaria costante, la rigidità alla traslazione verticale è stata valutata attraverso la seguente relazione:

$$R^* = \frac{E \cdot A}{h} = \frac{E \cdot s_m \cdot i}{h} \quad (1)$$

dove E è il modulo di elasticità normale; h è l'altezza dell'elemento *membrana*; s_m è lo spessore della muratura e i è la larghezza d'influenza di ogni nodo.

Considerando che nel modello di Winkler la rigidità alla traslazione verticale di ciascuna molla è pari a $R = k_w \cdot s_m \cdot i$, è possibile determinare la rigidità alla traslazione verticale da associare a tali elementi membrana mediante la seguente:

$$R = R^* \Rightarrow k_w \cdot s_m \cdot i = \frac{E \cdot s_m \cdot i}{h} \Rightarrow E = k_w \cdot h \quad (2)$$

Nel caso in esame, avendo assunto elementi di altezza h unitaria, il modulo elastico introdotto in tali elementi fittizi assume lo stesso valore della costante di sottofondo del terreno.

In sostanza il modello numerico è stato realizzato in modo da tenere conto di tutti gli elementi significativi quali la cedevolezza differenziale del terreno [9], la presenza di volte spingenti e l'irregolarità plano-altimetrica [7], al fine di individuare i loro reciproci contributi alla formazione del quadro di dissesti rilevato.

3.2. Indicazioni fornite dai modelli numerici

Il quadro fessurativo è certamente riconducibile alla presenza di valori eccessivi degli sforzi di trazione sulle parti murarie. Pertanto le analisi hanno prestato particolare attenzione alla distribuzione delle tensioni massime di trazione (S_{max}) per effetto dei carichi verticali nella condizione di carico di esercizio. Si precisa inoltre che, ai fini delle analisi, è stato indagato lo stato tensionale che si verifica in corrispondenza della condizione di carico "rara" [3].

I valori numerici ricavati non sono stati interpretati in termini *assoluti*, bensì *relativi* all'analisi elastico-lineare svolta, che in genere presenta, a causa dell'impossibilità di cogliere il comportamento non lineare del materiale, zone nelle quali le tensioni principali di trazione sono ben superiori all'effettiva resistenza a trazione della muratura.

Pertanto, fissata convenzionalmente per le tensioni massime di trazione una soglia pari a $0.3 \div 0.4 \text{ N/mm}^2$, sono state considerate non trasferibili dal

materiale muratura tensioni aventi valori superiori a tale limite, ritenendo accettabili quelle con valore inferiore. L'analisi svolta si è concentrata principalmente sul fronte Est del palazzo, zona in cui si rileva lo stato di dissesto più critico.

Considerando la cedevolezza differenziale del terreno, si rileva un addensamento delle tensioni massime di trazione in alcune aree; in particolare la Fig. 16 riporta lo stato tensionale relativo alla parete perimetrale Est.

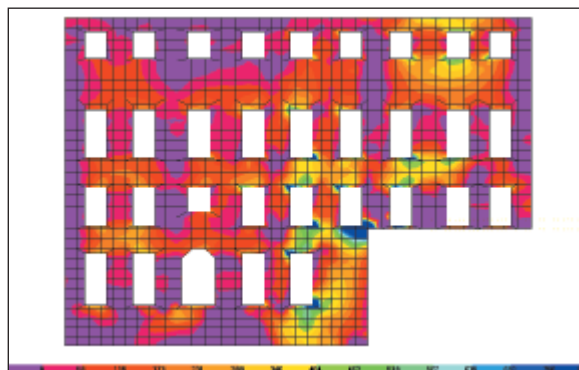


Figura 16 - Parete perimetrale Est: tensioni massime di trazione [N/mm^2].

Al fine di consentire la ridistribuzione delle tensioni in seguito allo sviluppo della fessurazione, è stato ridotto di un ordine di grandezza il modulo di elasticità degli elementi finiti interessati da tensioni di trazione superiori alla resistenza a trazione assunta per la muratura. Tale operazione, ripetuta iterativamente, ha consentito di ottenere una stima del probabile quadro fessurativo originato dai carichi in esame agenti sulla struttura. Infatti, l'insieme degli elementi con rigidità ridotta riproduce con una certa approssimazione le zone nelle quali si verificano i fenomeni di fessurazione.

Nel complesso il risultato di questa analisi risulta solo parzialmente in accordo con l'attuale distribuzione di lesioni presenti sulla facciata del palazzo (parete Est in Fig. 17).

Il risultato peraltro mostra che la sola variabilità delle caratteristiche meccaniche del terreno non è sufficiente a giustificare l'insorgere di un tale quadro fessurativo in un edificio che ha oltre 400 anni di vita.

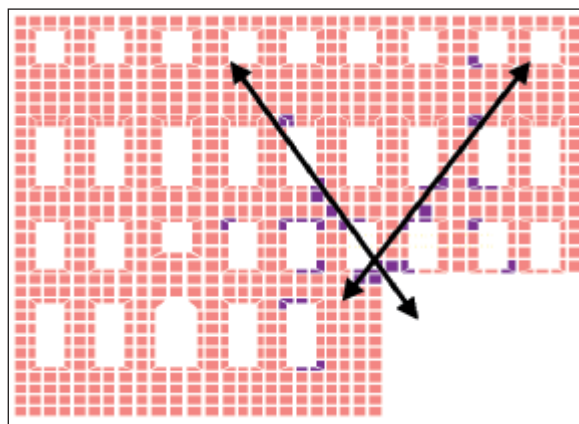


Figura 17 - Parete perimetrale Est: in evidenza gli elementi con modulo di Young ridotto.

Le condizioni di vincolo sul modello sono state quindi aggiornate al fine di considerare gli effetti di un cedimento di fondazione localizzato in corrispondenza della parete Est. Il quadro tensionale che emerge dall'analisi effettuata in seguito alle modifiche introdotte denota numerose zone in cui si ha una elevata concentrazione di tensioni di trazione. Ripetendo iterativamente le operazioni precedentemente descritte è stato possibile ricostruire sul modello il potenziale quadro fessurativo prodotto da un cedimento localizzato, che nel complesso sembra (Fig. 18) piuttosto vicino a quello esistente sulla parete Est (Fig. 6).

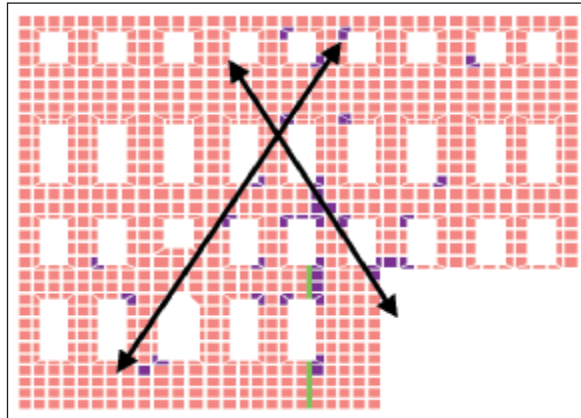


Figura 18 - Parete perimetrale Est: elementi con modulo di Young ridotto e linee fessurative.

Il dissesto statico che interessa la facciata Est, che peraltro è il più rilevante, costituisce con ogni probabilità l'innescò degli altri dissesti osservabili sulla struttura dell'edificio.

Il modello numerico ha peraltro evidenziato problematiche legate alla presenza di un elevato stato tensionale di compressione a livello delle fondazioni dell'edificio, come si può osservare in Fig. 19.

Sembra quindi di poter attribuire il dissesto del palazzo ad un cedimento localizzato, mentre il successivo degrado è stato favorito sia dal fatto che il palazzo si trova a cavallo di due zone di terreno con caratteristiche meccaniche sensibilmente diverse, sia dall'intrinseca presenza di elementi strutturali spingenti. Sarà tuttavia necessaria una serie di indagini geognostiche mirate per validare l'ipotesi qui avanzata.

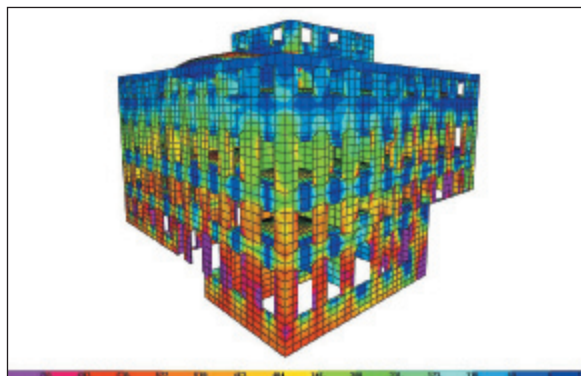


Figura 19 - Vista lato fronte Est: tensioni massime di compressione [N/mm²].

4. ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA

4.1. Serie sismiche storiche nell'area di Piancastagnaio

Tra i fenomeni che possono avere concorso al raggiungimento dell'attuale stato dei dissesti è stata presa in considerazione anche l'azione sismica. A tale scopo è stata svolta un'analisi storica sull'attività sismica del sito. Sono state quindi analizzate le serie sismiche degli ultimi 400 anni, al fine di individuare eventi significativi che avrebbero potuto alterare l'equilibrio della struttura, favorendo in qualche modo l'insorgere del cedimento fondale intermedio del fronte Est e i moti di rotazione verso l'esterno delle pareti perimetrali Est e Sud.

Tuttavia, nel sito di Piancastagnaio, non sono mai stati registrati eventi con intensità I_S (Intensità al sito, secondo la scala MCS - Mercalli, Cancani, Sieberg) superiori a 7. Gli unici fenomeni rilevanti sono rappresentati da un sisma nel 1919, con area epicentrale Piancastagnaio e $I_S=7$, e successivamente da un terremoto nel 1940, con area epicentrale Radicofani e $I_S=6-7$.

Il terremoto del 10 settembre del 1919 è stato il più significativo in termini di intensità di sito; in quel periodo il palazzo era stato adibito dalla famiglia Pellegrini (proprietaria del palazzo dal 1871) a deposito di derrate agricole e quindi l'utilizzo non residenziale del palazzo potrebbe non avere facilitato l'individuazione di eventuali lesioni verificatesi in seguito alla notevole scossa tellurica. Il frazionamento dell'edificio in vari nuclei abitativi è avvenuto nel secondo dopoguerra, successivamente anche ai terremoti del 16 Ottobre 1940 e del 3 Novembre 1948 (quest'ultimo di intensità $I_S=5-6$) e pare improbabile che, al momento della trasformazione dello stabile in appartamenti e in locali pubblici, il quadro fessurativo riscontrabile sulle pareti murarie fosse già in stato avanzato.

Nella sostanza sembra quindi non esistere una correlazione diretta tra i terremoti nell'area e l'attuale stato dei dissesti, pur non potendosi escludere a priori una significativa alterazione dei delicati equilibri tra la struttura in esame e il terreno di fondazione che potrebbe essere sopraggiunta in seguito agli eventi sismici più significativi.

4.2. Analisi per cinematismi di collasso

È stata anche condotta un'analisi dei cinematismi di collasso, considerando meccanismi di ribaltamento delle pareti murarie fuori dal piano (meccanismi di collasso di I modo [2]).

In una prima fase, al fine di ottenere indicazioni sullo stato dell'edificio nei confronti dei meccanismi attivabili immediatamente prima dell'intervento provvisorio di emergenza, non è stata considerata la presenza delle catene metalliche presenti ai vari livelli dell'edificio. Il loro contributo è stato invece valutato successivamente in modo tale da avere una stima delle risorse ultime della costruzione nello stato attuale.

L'analisi dei cinematismi di collasso prevede l'individuazione di corpi rigidi (macroelementi) definiti delineando possibili piani di distacco delle pareti. A ciascun macroelemento viene quindi associato un carico verticale ed un'azione orizzontale determina-

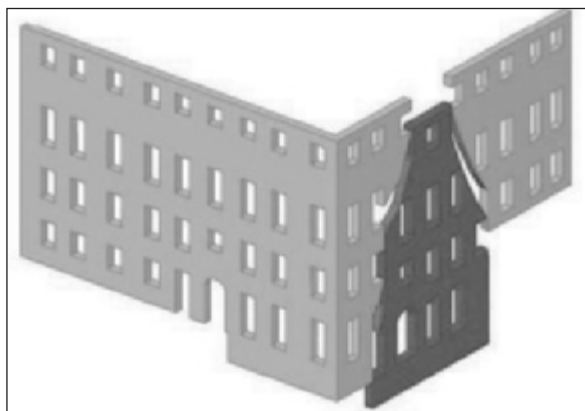
ta come quota parte del carico verticale che si ottiene applicando a quest'ultimo un moltiplicatore sismico indicato con λ . Tale parametro, definito anche moltiplicatore di collasso delle forze orizzontali, è valutato imponendo le condizioni di equilibrio che il sistema di forze agenti deve rispettare in condizioni limite. L'analisi a collasso svolta con l'utilizzo del teorema cinematico (analisi per cinematismi) si basa sostanzialmente sull'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali espresso in termini di spostamenti. In altre parole, il moltiplicatore λ si ottiene dall'uguaglianza tra lavoro delle forze esterne, in corrispondenza di un atto di moto virtuale, e lavoro delle forze interne.

Per il meccanismo di I modo, questa condizione

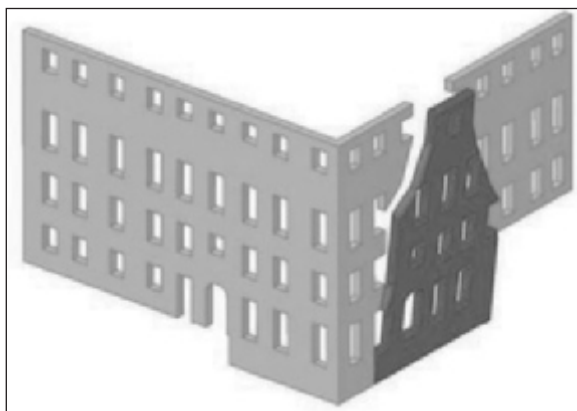
si riduce ad un'equazione di equilibrio tra un *momento ribaltante* ed un *momento stabilizzante*: il momento ribaltante viene valutato come momento delle forze che determinano il ribaltamento del corpo rigido intorno alla cerniera cilindrica considerata, mentre il momento stabilizzante è quello prodotto dalle forze che si oppongono a tale rotazione.

I meccanismi di danno analizzati sono stati i seguenti: a) Meccanismi di ribaltamento semplice; b) Meccanismi di ribaltamento composto e c) Meccanismi di ribaltamento del cantonale.

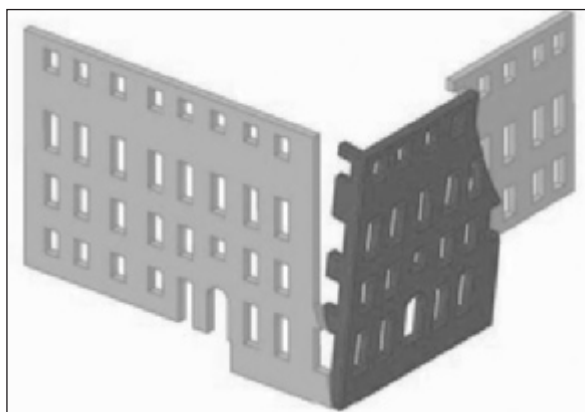
Nell'individuazione dei meccanismi di danno di I modo è stato fatto riferimento al quadro fessurativo attualmente presente sul palazzo (i principali meccanismi analizzati sono riportati in Fig. 20).



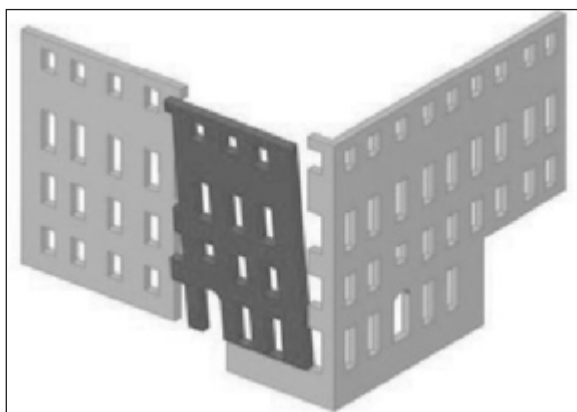
a. Rappresentazione schematica degli effetti del cedimento intermedio della fondazione.



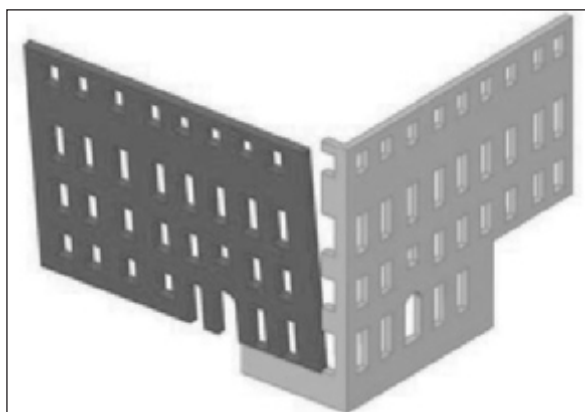
b. Meccanismo di ribaltamento semplice di un settore della parete perimetrale Est (meccanismo 1).



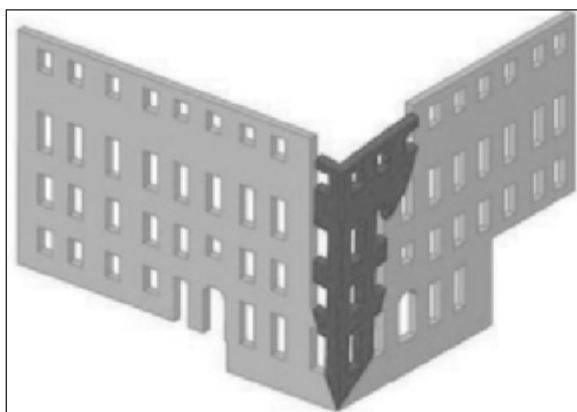
c. Meccanismo di ribaltamento composto di un settore della parete perimetrale Est (meccanismo 2).



d. Meccanismo di ribaltamento composto di un settore della parete perimetrale Sud (meccanismo 3).



e. Meccanismo di ribaltamento semplice dell'intera parete perimetrale Sud (meccanismo 4).



f. Meccanismo di ribaltamento del cantonale (meccanismo 5).

Figura 20 - Meccanismi di danno di I modo.

Tra i meccanismi presi in esame è stato analizzato anche il potenziale distacco del cantonale Sud-Est (Fig. 20f) in quanto dall'analisi del quadro fessurativo il moto del cantonale risulta chiaramente delimitato sulla facciata Sud da una profonda lesione verticale (Fig. 9) e sulla facciata Est dalla più esterna delle linee fessurative ad andamento parabolico (formatesi, probabilmente, in seguito al cedimento verticale della fondazione nella zona intermedia dello stesso fronte Est).

Nella determinazione del moltiplicatore dei carichi λ , è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema, costituite in particolare da:

- pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;
- carichi verticali portati dagli stessi blocchi, come i pesi propri e i sovraccarichi dei solai, delle volte e della copertura;
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali (con λ costante di proporzionalità);
- eventuali ulteriori forze esterne, come ad esempio le spinte statiche di volte e copertura, o le forze trasmesse da catene metalliche.

A titolo di esempio in Fig. 21 si riportano le azioni che si attivano sul settore di parete Est interessato dal meccanismo di collasso per ribaltamento.

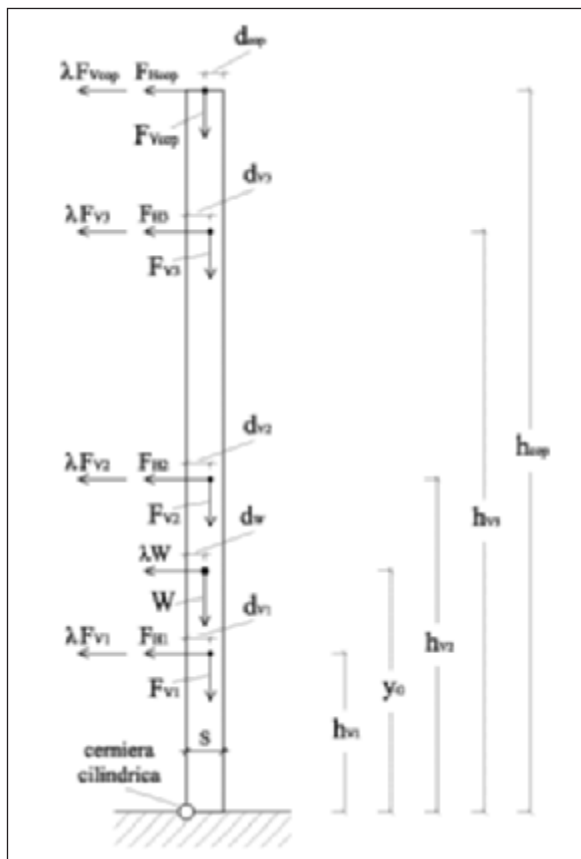


Figura 21 - Schema esemplificativo del calcolo del cinematismo di collasso per ribaltamento.

L'entità della spinta statica esercitata dalle volte ai vati livelli è stata ricavata direttamente dal modello numerico ad elementi finiti. Il moltiplicatore

di collasso λ viene determinato mediante un'equazione di equilibrio tra momento stabilizzante e momento ribaltante intorno alla cerniera cilindrica stabilita (piede della parete):

$$\lambda = \frac{W \cdot d_w + \sum_{i=1}^3 F_{vi} \cdot d_{vi} + F_{Vcop} \cdot d_{cop} - \sum_{i=1}^3 F_{Hij} \cdot h_{vj} - F_{Hcop} \cdot h_{cop}}{W \cdot y_G + \sum_{i=1}^3 F_{V1} \cdot h_{V1} + F_{Vcop} \cdot h_{cop}} \quad (3)$$

Determinato il moltiplicatore di collasso λ per i meccanismi analizzati, è possibile risalire alla corrispondente accelerazione spettrale a_0^* . Tale passaggio presuppone la valutazione della massa partecipante al cinematismo (M^*); essa può essere calcolata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle varie forze peso F_{vi} , associate secondo la seguente:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} F_{vi} \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} F_{vi} \cdot \delta_{x,i}^2} \quad (4)$$

Infine l'accelerazione sismica spettrale a_0^* , come riportato in [1], vale:

$$a_0^* = \frac{\lambda \cdot \sum_{i=1}^{n+m} F_{vi}}{M^*} = \frac{\lambda \cdot g}{e^*} \quad (5)$$

dove: g è l'accelerazione di gravità ed e^* è la frazione di massa partecipante.

La verifica della sicurezza dell'edificio è stata condotta analizzando lo Stato Limite Ultimo (SLU), utilizzando il fattore di struttura q . La verifica risulta soddisfatta se l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo soddisfa la seguente:

$$a_0^* \geq a_{1SLU} = \frac{a_g \cdot S}{q} \left(1 + 1.5 \cdot \frac{Z}{H} \right) \quad (6)$$

Nella (6) è stato assunto un valore $q=2$, in accordo con quanto riportato in [2] con riferimento ai casi di palazzi storici e ville non regolari in altezza, mentre per il significato degli altri simboli si fa riferimento a quanto di seguito:

– a_g è l'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, espressa in funzione della zona sismica del sito;

– S è un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (assunto pari a 1.00);

– Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle forze peso le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica del meccanismo considerato.

Seguendo le indicazioni presenti in [2], il valore di a_g per effettuare analisi su edifici esistenti non deve essere necessariamente assunto pari a quello previsto dalla zona sismica in cui ricade il sito (zona II, alla quale corrisponde un valore $a_g/g=0.25$). In effetti la suddivisione del territorio Nazionale in quattro distinte zone sismiche è giustificata dalla semplicità e praticità in fase progettuale. Qualora si abbia ad esaminare edifici esistenti, specie se a carattere monumentale e quindi di particolare pregio storico ed architettonico, può anche essere opportuno verificare i valori di sismicità della zona mediante il confronto con altre fonti. Valori elevati dell'accelerazione orizzontale possono infatti portare verso interventi di miglioramento invasivi talvolta non giustificati. Si è pertanto fatto riferimento alla *mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale*, elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://portale.ingv.it>), ricavando per il sito di Piancastagnaio un valore a_g/g pari a 0.15 con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Fig. 22).

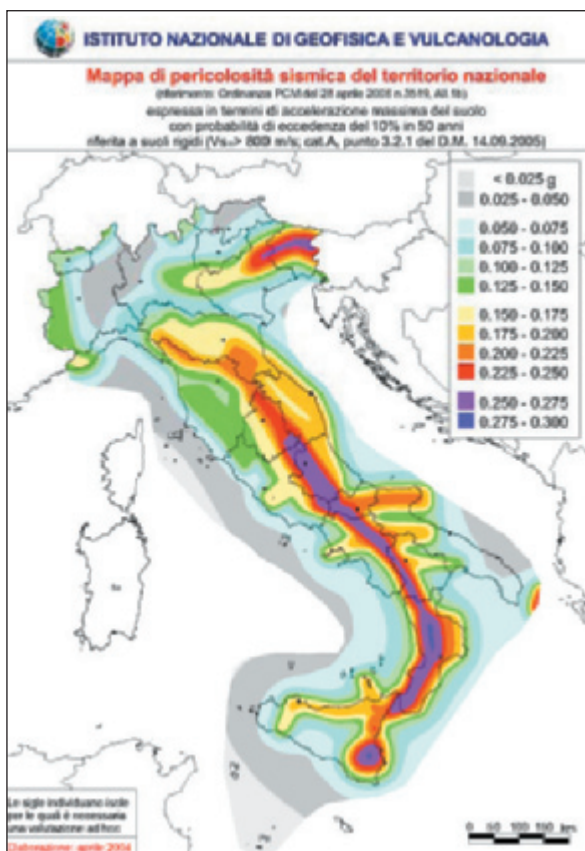


Figura 22 - Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (FONTE INGV <http://portale.ingv.it>).

Dai risultati ottenuti, riportati in Tab. 1, emerge con chiarezza che le verifiche riferite ai primi quattro meccanismi sono molto lontane dal risultare soddisfatte. L'unico meccanismo che soddisfa le verifiche di sicurezza è quello relativo al ribaltamento del cantonale (Fig. 20f).

Nel corso della ricerca altri meccanismi di ribaltamento sono stati considerati modificando la possibile quota della cerniera cilindrica attorno alla quale i macroelementi sviluppano il cinematico. I risultati numerici ottenuti in tali casi di poco

si differenziano rispetto a quanto riportato in Tab. 1 (e comunque, nella quasi totalità dei casi, portano a stime del moltiplicatore orizzontale dei carichi inferiori rispetto a quelle ottenute collocando la cerniera cilindrica alla quota del terreno).

Tabella 1. Verifiche riferite ai cinematici considerati

	λ	a_0	a_{1SLU}	verifica
Meccanismo 1	0.028	0.286	1.261	non verificato
Meccanismo 2	0.024	0.243	1.343	non verificato
Meccanismo 3	0.012	0.122	1.348	non verificato
Meccanismo 4	0.011	0.115	1.325	non verificato
Meccanismo 5	0.175	1.811	1.472	verificato

I risultati delle precedenti analisi non tengono conto della presenza dei tiranti metallici che, seppure disposti all'interno del palazzo in via provvisoria, allo stato attuale sembrano assicurare un livello di sicurezza superiore a quello indicato dai risultati riportati nella Tab. 1. Nel seguito, anche al fine di valutarne l'efficacia e di avere un termine numerico di paragone, si affronta lo sviluppo del meccanismo di collasso considerandone l'effetto. Al fine di inglobare all'interno del meccanismo l'effetto del tirante è necessario prendere in considerazione uno schema statico di riferimento per la valutazione del moltiplicatore dei carichi λ che veda, evidentemente, la presenza ai vari livelli di forze T_i contrapposte al ribaltamento del macroelemento individuato, la cui entità è funzione del livello massimo della trazione che si può sviluppare in ciascuna catena metallica (Fig. 23).

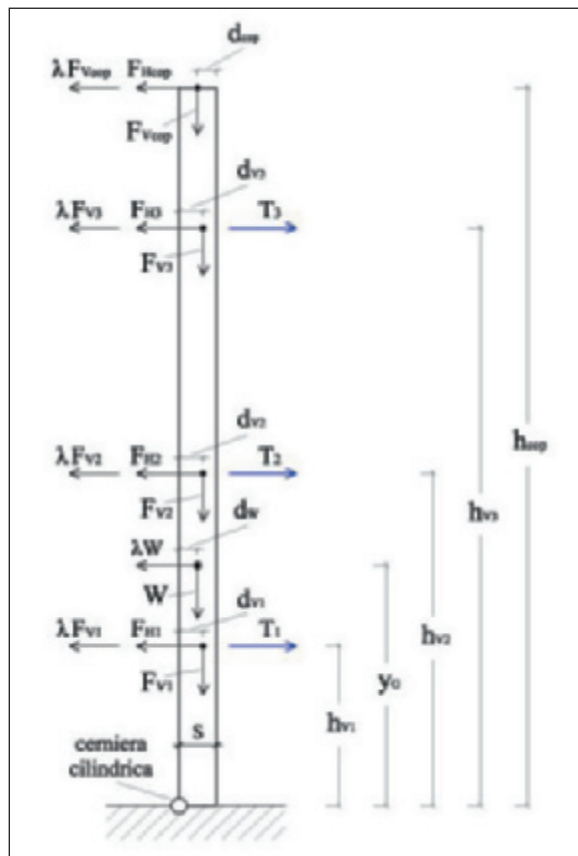


Figura 23 - Cinematico di collasso per ribaltamento considerando la presenza dei tiranti.

Al fine di valutare la capacità di spostamento della struttura fino al raggiungimento del collasso (secondo lo sviluppo del meccanismo in esame) il moltiplicatore orizzontale dei carichi è stato stimato non solo rispetto alla configurazione iniziale, ma anche facendo riferimento a successive configurazioni variate della catena cinematica. L'analisi dei cinematismi di collasso in configurazioni variate è stata svolta per via analitico-numerica considerando una successione di rotazioni virtuali finite e procedendo con l'aggiornamento progressivo della geometria del sistema. In particolare è stata valutata la progressiva variazione delle forze di trazione nelle catene con l'evolversi del cinematismo, considerandone l'allungamento. Per l'acciaio è stato assunto un comportamento elastico-perfettamente plastico e l'analisi è stata svolta spingendosi fino a spostamenti tali da produrre lo snervamento della catena posta alla quota più alta (per una rotazione rigida intorno ad una cerniera cilindrica posta alla base del macroelemento, le catene metalliche dell'ultimo piano subiscono l'allungamento massimo).

In Fig. 24 viene riportato, a titolo di esempio, l'evoluzione del meccanismo di ribaltamento per una parete generica in funzione dell'angolo di rotazione θ ; sono evidenziati gli allungamenti ai vari livelli delle catene metalliche (ΔL_i) collegate al pannello murario.

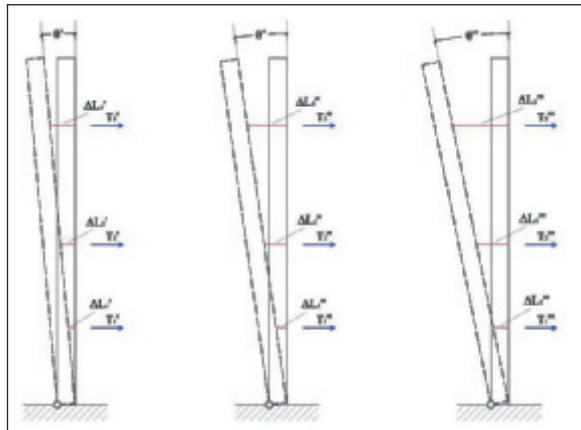


Figura 24 - Evoluzione del meccanismo di ribaltamento in funzione dell'angolo di rotazione θ .

In parallelo a quanto effettuato nel caso di assenza delle catene (prima quindi dell'intervento di urgenza) viene analizzato il caso dello SLU valutando il moltiplicatore λ per configurazioni variate della catena cinematica. In corrispondenza di ogni incremento di rotazione $\Delta\theta$ è stato valutato analiticamente l'allungamento ΔL_i e la corrispondente deformazione ϵ_i che interessa le catene presenti ai vari livelli considerandone il diverso tasso di lavoro, funzione della deformazione.

Quando l'acciaio supera il limite elastico (assunto pari a $f_{yd}=326 \text{ N/mm}^2$) si assume che la tensione di trazione sviluppata nel tirante rimanga costante fino a rottura (comportamento perfettamente plastico). Superato il limite di snervamento dell'acciaio, lo sforzo che ogni catena può sostenere rimane quindi costante all'aumentare della rotazione θ . Valutata l'azione di trazione

presente sul singolo elemento è stata infine calcolata la risultante complessiva dello sforzo assorbito dall'insieme dei tiranti disposti ad ogni livello. Il procedimento è stato svolto per i meccanismi di collasso risultati critici sia per la parete perimetrale Est (Fig. 20c) che la parete perimetrale Sud (Fig. 20e).

L'analisi è stata estesa per diverse configurazioni geometriche delle catene cinematiche riguardanti tali meccanismi fino a portare a rottura i tiranti disposti alla quota più alta e ancorati sia alla parete Est che alla parete Sud. Il legame tra il valore del moltiplicatore dei carichi λ , riportato in termini di accelerazione sismica spettrale a_0^* , e di spostamento generalizzato, espresso attraverso l'angolo di rotazione θ , è rappresentato in Figg. 25-26.

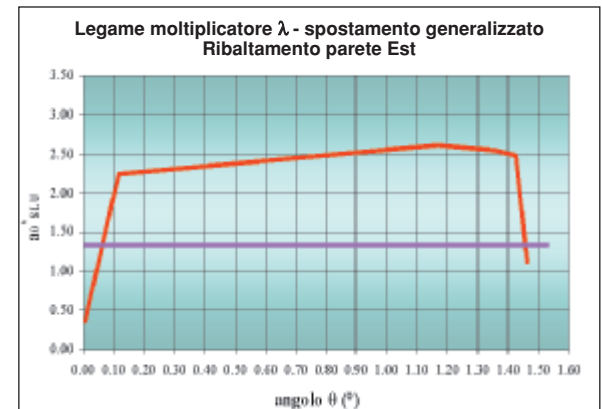


Figura 25 - Meccanismo 2 - legame tra moltiplicatore dei carichi e angolo di rotazione θ .

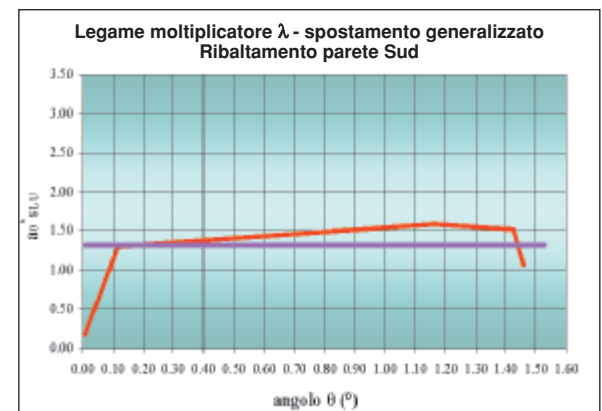


Figura 26 - Meccanismo 4 - legame tra moltiplicatore dei carichi e angolo di rotazione θ .

È possibile osservare che in entrambi i casi il legame tra il moltiplicatore dei carichi e lo spostamento generalizzato non risulta espresso da una retta a pendenza costante, bensì da una curva lineare a tratti, a conferma dell'aver considerato la progressiva variazione delle forze esterne con l'evolversi del cinematismo. I punti in cui si hanno variazioni di pendenza corrispondono a spostamenti per cui si verifica lo snervamento delle catene fino a giungere alla rottura delle catene disposte alla quota più alta. L'analisi limite condotta mostra la maggiore sensibilità del complesso strutturale nei confronti dell'attivazione del mec-

canismo di ribaltamento della parete perimetrale Sud, mentre denota una relativa situazione di sicurezza nei confronti dell'attivazione del meccanismo di ribaltamento delle pareti perimetrali Est (nell'ipotesi di corretto funzionamento delle catene metalliche attualmente collocate all'interno del palazzo).

CONCLUSIONI

La ricerca ha avuto lo scopo di ricercare le possibili cause che hanno dato origine all'attuale quadro di dissesto presente sul palazzo Bourbon-Del Monte nel Comune di Piancastagnaio. A tale fine sono state analizzate due categorie di potenziali fenomeni scatenanti: a) effetti prodotti dalla cedevolezza del terreno (considerando, in particolare, le disomogeneità a livello geologico/geotecnico); b) effetti prodotti da eventuali fenomeni sismici passati.

Le analisi hanno mostrato tuttavia come entrambi i fenomeni debbano essere esclusi come potenziali cause primarie del dissesto. Certamente l'insieme di questi elementi ha contribuito ad aggravare un fenomeno di danno che è venuto manifestandosi nel tempo, ma non sembra che essi possano avere avuto il ruolo basilare di innescio per l'attuale quadro fessurativo. In base alle analisi svolte pare emergere che la causa scatenante sia da ricercare in un fenomeno localizzato di danneggiamento della fondazione dell'edificio in corrispondenza della mezzera della parete Est, probabilmente originato dal crollo di un percorso interrato, o dalla rottura di uno strato sottile di roccia trachitica al di sotto del quale potrebbe trovarsi una cavità.

Una completa ed approfondita comprensione dei fenomeni che hanno portato allo sviluppo del dissesto, sia in termini di contributo assoluto che relativo di ciascuno di essi, si ritiene necessaria, sia per l'importanza del bene che per l'entità del dissesto in atto, al fine di elaborare un consapevole ed effettivo intervento di recupero strutturale e funzionale. Appare pertanto auspicabile un approfondimento di indagine secondo due distinte linee, riferite sia alla muratura in elevazione (indagini sperimentali volte a determinare i parametri di resistenza della muratura, la tessitura muraria e l'impegno tensionale di questa) che al suolo di fondazione (indagini geognostiche metodi geoelettrici in corrente continua o mediante metodi sismici). Gli approfondimenti di indagine proposti consentirebbero di ottenere due classi di risultati: in campo statico tramite le indagini geognostiche sarebbe possibile effettuare valutazioni qualitative e quantitative in merito al dissesto ed

alle sue cause, ottenendo così un chiaro quadro dell'importanza assunta da ciascun fenomeno nello sviluppo attuale del danneggiamento; per quanto riguarda l'ambito sismico potrebbe quindi essere eseguita, anche in funzione della futura destinazione del bene, una valutazione globale di vulnerabilità dell'edificio mediante la quale evidenziare gli interventi più idonei al recupero del complesso strutturale.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata condotta nell'ambito di una Convenzione di Ricerca tra il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze e il Comune di Piancastagnaio (SI) che viene qui ringraziato.

Un ringraziamento va all'Ing. Eugenio Rossi, dell'Ufficio PRUSST di Siena, per la collaborazione offerta in tutte le fasi della ricerca.

Il presente lavoro è dedicato al Prof. Andrea Chiarugi, che con il suo insegnamento e la sua dedizione alla ricerca ha rappresentato una guida ed un esempio per tutti noi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] OPCM 3274 20/03/2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Supplemento ordinario G.U. n°105 del 08.05.2003 e successive integrazioni (OPCM 3431 del 03/05/2005).
- [2] DPCM 12/10/2007. Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni. Supplemento ordinario n. 25 alla Gazzetta Ufficiale n. 24 del 29.01.2008.
- [3] DM 14/01/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni. Supplemento ordinario n. 30 alla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 04/02/2008.
- [4] FACCIOU C. (1982). Il Palazzo del Marchese a Piancastagnaio. Comune di Piancastagnaio. Siena.
- [5] REPETTI E. (1839). Dizionario Geografico Fisico Storico della Toscana. Volume III. Tipi Allegrini e Mazzoni. Firenze.
- [6] CHIARUGI A., BLASI C. (1989). Relazione tecnica sulla situazione statica del Palazzo Bourbon Del Monte a Piancastagnaio (SI). Comune di Piancastagnaio. Firenze.
- [7] PAGANINI S. (2006). Rilievo del Palazzo Bourbon Del Monte a Piancastagnaio (SI), realizzato per il Comune di Piancastagnaio. Siena.
- [8] PICCHIONI A. (2008). Il Palazzo Bourbon Del-Monte in Piancastagnaio (SI): analisi dei dissesti statici e proposta di consolidamento. Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Firenze. Tesi di laurea.
- [9] BALDI A.M. (2007). Relazione geologica e geotecnica preliminare funzionale al consolidamento del Palazzo Bourbon Del Monte a Piancastagnaio (SI). Comune di Piancastagnaio. Siena.

Gianni BARTOLI, è nato nel 1962 a Firenze e si è laureato in Ingegneria Civile nel 1988 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Attualmente è Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze, dove principalmente si occupa di argomenti di ricerca collegati all'ingegneria del vento ed alla risposta di edifici monumentali.

Michele BETTI, nato nel 1971 a Firenze, si è laureato in Ingegneria Civile nel 1996 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Nel 2001 consegue il titolo di dottore di Ricerca in Ingegneria delle strutture. Si interessa di progettazione strutturale occupandosi delle tematiche della vulnerabilità sismica di edifici monumentali (in muratura) e di identificazione strutturale.

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

Alessio PICCHIONI, nato nel 1981 a Firenze, si è laureato in Ingegneria Civile (indirizzo strutture) nel 2008 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Attualmente collabora con la società Vega Ingegneria, occupandosi principalmente di progettazione strutturale e recupero degli edifici esistenti.

Paolo SPINELLI, nato nel 1950 a Firenze, si è laureato in Ingegneria presso la Facoltà dell'Università fiorentina dove attualmente è Professore Ordinario in Tecnica delle Costruzioni; è Presidente dell'Ordine degli Ingegneri di Prato; è Direttore del bollettino ingegneri e si occupa di strutture in c.a., in acciaio e degli effetti del vento nelle costruzioni.