



SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

Consolidamento delle strutture murarie: analisi critica sull'efficacia dei rinforzi statici in Italia centrale tra fine del XIX e inizio del XX secolo

Facoltà di Architettura

Dipartimento di Storia, Disegno e Restauro dell'Architettura

Dottorato di Ricerca XXXIV ciclo, Sezione C - Restauro

Andrea Giannantoni

Matricola 1842512

Tutor

Donatella Fiorani

Co-Tutor

Riccardo Dalla Negra

A.A. 2021-2022

Indice della ricerca

| | |
|---|------------|
| 1. Introduzione | 5 |
| 2. La regola dell'arte ed il progresso scientifico..... | 9 |
| 2.1. La regola dell'arte nella tradizione costruttiva fra Ottocento e Novecento | 9 |
| 2.2. Il progresso tecnologico: l'introduzione dell'acciaio e del cemento armato | 11 |
| 2.3. La Scienza delle Costruzioni e l'applicazione dei suoi modelli di calcolo alle strutture | 16 |
| 2.4. La nascita della Sismologia e l'analisi dei suoi strumenti di misura..... | 28 |
| 2.5. La manualistica a cavallo del secolo e gli interventi sugli elementi costruttivi | 37 |
| 3. Istituzioni e normative tra fine del XIX e inizio del XX secolo | 44 |
| 3.1. La nascita delle norme di tutela e la trasformazione dell'assetto istituzionale del periodo | 44 |
| 3.2. Correlazioni tra eventi sismici e contenuto delle norme del periodo | 65 |
| 3.3. Indicazioni, divieti e interventi suggeriti dalle normative: lettura critica | 90 |
| 4. Comprensione dei fenomeni di dissesto dell'edilizia storica attraverso la lettura di danni sismici documentati | 96 |
| 4.1. Premesse..... | 96 |
| 4.2. Effetti ricorrenti dei terremoti sull'edilizia storica..... | 97 |
| 4.3. Il nuovo approccio culturale nella concezione delle tecniche di consolidamento | 117 |
| 5. Una proposta di metodo per la valutazione dell'efficacia dei presidi strutturali: l'Analisi Evolutiva del Dissesto (A.E.D.) | 130 |
| 5.1. Premesse | 130 |
| 5.2. Fondamenti teorici dell'applicazione del metodo | 131 |
| 5.3. Descrizione del metodo e dell'analisi | 139 |
| 5.4. Finalità, sviluppi e modalità applicative dell'A.E.D..... | 144 |
| 6. Casi studio..... | 162 |
| 6.1. Premesse..... | 162 |
| 6.2. Palazzo dei Priori a Visso (MC) | 169 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 6.2.1. | Descrizione della fabbrica e delle sue principali fasi storiche | 169 |
| 6.2.2. | Le trasformazioni costruttive in relazione al comportamento strutturale: studio cinematico speditivo | 175 |
| 6.2.3. | Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento tradizionali | 184 |
| 6.2.4. | Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento moderni..... | 191 |
| 6.3. | Abbazia di San Biagio a Piobbico (MC) | 196 |
| 6.3.1. | Descrizione della fabbrica e delle sue principali fasi storiche | 196 |
| 6.3.2. | Le trasformazioni costruttive in relazione al comportamento strutturale: studio cinematico speditivo | 202 |
| 6.3.3. | Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento tradizionali | 215 |
| 6.3.4. | Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento moderni..... | 221 |
| 6.4. | Chiesa della Madonna dell'Addolorata a Norcia (PG) | 225 |
| 6.4.1. | Descrizione della fabbrica e delle sue principali fasi storiche | 225 |
| 6.4.2. | Le trasformazioni costruttive in relazione al comportamento strutturale: studio cinematico speditivo | 230 |
| 6.4.3. | Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento tradizionale | 240 |
| 6.4.4. | Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento moderni..... | 246 |
| 6.5. | Chiesa di Santa Maria Argentea a Norcia (PG)..... | 252 |
| 6.5.1. | Descrizione della fabbrica e delle sue principali fasi storiche..... | 252 |
| 6.5.2. | Le trasformazioni costruttive in relazione al comportamento strutturale: studio cinematico speditivo | 257 |
| 6.5.3. | Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento tradizionali | 267 |
| 6.5.4. | Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento moderni..... | 272 |
| 6.6. | Analisi dei risultati ottenuti..... | 277 |

| | |
|--|------------|
| 7. Alcune proposte per il consolidamento alla luce dei risultati della ricerca | 282 |
| 7.1. Premesse | 282 |
| 7.2. Efficacia strutturale originaria e residua degli interventi di consolidamento storici | 283 |
| 7.3. Interventi tradizionali rinnovati..... | 295 |
| 8. Conclusioni | 308 |
| 9. Bibliografia | 310 |

1. Introduzione

La comprensione della meccanica delle architetture del passato e delle loro trasformazioni restituisce una conoscenza che può rappresentare una nuova chiave di lettura per la soluzione dei problemi di efficientamento strutturale. La mancata applicazione, per le costruzioni murarie esistenti, dei principi della regola dell'arte filtrata dalle nuove conoscenze scientifiche ha portato, nel corso del XX secolo, ad innumerevoli insuccessi sia dal punto di vista conservativo che della sicurezza.

L'obiettivo della ricerca è quello di comprendere se, e in che misura, la difficile sfida del consolidamento di edifici storici in muratura possa essere affrontata anche attraverso la riproposizione di tecniche di intervento provenienti dal passato, talvolta con opportune rivisitazioni, con garanzia di alta efficacia strutturale e nella direzione della complessa soluzione del connubio sicurezza/conservazione.

L'osservazione del comportamento meccanico di fabbriche murarie (semplici o complesse) sottoposte ad eventi sismici sia nel tempo passato che in quello recente, fornisce la possibilità di osservare i diversi esiti derivanti dagli interventi di consolidamento sovrapposti nel tempo.

Si propone qui una sintesi della struttura del lavoro svolto, sostanzialmente articolato in tre parti.

Nella prima (cap. 2-3-4) si svolge un'analisi del progresso tecnico scientifico avvenuto tra gli ultimi decenni del XIX e i primi due del XX secolo, anche in relazione al conseguente sviluppo delle tecniche esecutive.

Le ragioni della scelta di tale frangente temporale sono molteplici: innanzi tutto, in quegli anni si sviluppa una sensibilità rispetto al tema della tutela dei beni culturali, che si traduce con i primi interventi finalizzati alla loro conservazione; inoltre si tratta di un periodo di transizione istituzionale, che portò da una realtà frammentata dell'Italia preunitaria alla realizzazione dello Stato centrale. Questo delicato passaggio ha interessato la riorganizzazione dell'assetto normativo e degli organi di tutela, che hanno indirizzato per la prima volta le modalità operative di intervento sul costruito storico. Parallelamente, tale sviluppo dell'assetto legislativo spesso si è reso necessario anche per far fronte agli ingenti danni provocati sul tessuto urbano dai diversi fenomeni sismici che hanno delineato il periodo di riferimento: in particolare i terremoti del Napoletano (1857), di Norcia (1859), di Messina (1908) e di Avezzano (1915), hanno profondamente scosso l'opinione pubblica e lentamente condotto alla ricerca di provvedimenti che regolassero

non solo la nuova edificazione ma anche il consolidamento degli edifici nelle zone identificate a rischio sismico. L'analisi dei Regolamenti edilizi emanati in seguito a tali eventi ha permesso di mettere in evidenza che alcuni presidi suggeriti all'epoca avevano straordinaria consapevolezza e modernità di pensiero, seppur caduti nell'oblio dopo i primi decenni del XX secolo.

Altro motivo che ha guidato la scelta è il fatto che, proprio nel periodo di riferimento, gli interventi di consolidamento, concepiti inizialmente con un approccio empirico, si trasformano a seguito dei risultati degli sviluppi delle nuove teorie nel campo della meccanica applicate alle costruzioni. Per questo motivo si sono approfondite le conoscenze legate all'arte del costruire e poi alla tecnica e alla scienza, diffuse a partire dal XIX secolo. La trasformazione degli interventi nelle costruzioni (nuove ed esistenti) partiva dall'introduzione sul mercato edilizio dei nuovi materiali prodotti dalla rivoluzione industriale; l'aumento della produzione e l'introduzione della teoria tensionale per sviluppare regole analitiche per la progettazione dell'acciaio e del cemento armato hanno favorito l'uso diffuso di queste tecniche anche per il consolidamento della muratura tradizionale. Da questa evoluzione dell'approccio e dalla generalizzazione della teoria dell'elasticità, fondamentale per l'utilizzo del cemento armato, derivano la maggior parte delle formulazioni utilizzate nel corso dell'Ottocento e nella prima metà del Novecento per dimensionare le nuove strutture e gli interventi sulla muratura.

Questa evoluzione tecnica e teorica si relazionava anche con i primi risultati ottenuti dalla sismologia, scienza nata proprio negli stessi anni e, in particolare, sulle modalità di propagazione delle onde sismiche, sulla classificazione del loro livello di intensità, sulla loro direzionalità e sull'effetto di tali azioni sul costruito. Tali nozioni, appartenenti inizialmente soltanto alla sismologia e alla geofisica, sono confluite interamente nelle procedure di calcolo degli edifici all'indomani del terremoto di Messina (1908), come testimoniato dagli articoli pubblicati nelle riviste tecnico - scientifiche del periodo, dove, comunque, viene anche ribadita, oltre all'applicazione del nuovo modello meccanico elastico-lineare, l'importanza del rispetto della regola d'arte nella costruzione degli edifici.

L'osservazione di alcune immagini scattate dopo il terremoto del Napoletano (1857), di Norcia (1859) e di Avezzano (1915), ha reso possibile, in alcuni casi, l'analisi speditiva a posteriori della risposta sismica: tale approccio ha consentito di individuare i danni ricorrenti in diverse fabbriche murarie, e di valutare l'efficacia dei presidi di consolidamento all'epoca adottati e rintracciabili nelle immagini di riferimento. Questo è stato poi utile anche ai fini della scrittura del cap. 7, potendo confrontare il comportamento strutturale di quanto analizzato con esempi di edilizia specialistica compromessa dai sismi recenti (1979, 1997 e 2016) che hanno interessato il centro Italia.

Nella seconda parte del lavoro di ricerca (cap. 5-6) si affronta lo studio del comportamento strutturale delle seguenti fabbriche murarie (casi studio) nel centro Italia:

- Il palazzo dei Priori di Visso (MC), un esempio di articolata edilizia palaziale con numerose trasformazioni architettoniche;
- L'abbazia di San Biagio a Piobbico (MC), un edificio con pianta irregolare, di medie dimensioni, risultato di sottrazioni architettoniche nel tempo;
- La chiesa dell'Addolorata a Norcia (PG), un esempio di struttura ad aula unica con interferenze date da edifici contigui (il complesso del palazzo dei Cavalieri di Malta e la Sagrestia);
- La chiesa di Santa Maria Argentea a Norcia (PG), una fabbrica di grandi dimensioni articolata in tre navate, pressoché isolata da altri fabbricati

Tali fabbriche costituiscono differenti tipologie edilizie collocate in un territorio da sempre interessato da importanti eventi sismici, e in particolare sono state investite da scosse di intensità confrontabile sia nel periodo analizzato che di recente. Presentano, anche per questo motivo, palinsesti stratigrafici che sono stati analizzati e confrontati con i quadri fessurativi che restituiscono. Hanno inoltre subito interventi di consolidamento eseguiti sia con tecniche tradizionali che, in tempi recenti, con il cemento armato (anni Cinquanta, Sessanta, Settanta e Ottanta del Novecento). Queste comuni connotazioni hanno permesso di mettere a confronto gli effetti dei diversi consolidamenti, valutandone l'efficacia o, al contrario, l'inefficienza se non addirittura il danno conseguente.

Il comportamento meccanico delle fabbriche è stato studiato sia in ambito statico che dinamico attraverso la realizzazione di due modellazioni: una di tipo elastico-lineare, l'altra di tipo cinematico. L'interpretazione critica dei risultati ha permesso di delineare la dinamica dei crolli odierni, individuando le vulnerabilità presenti nelle fabbriche. È spesso emerso che gli interventi moderni, sovrapposti a quelli tradizionali, hanno ridotto l'efficacia statica preesistente, diminuendo in modo rilevante il livello di sicurezza delle fabbriche murarie interessate.

Lo strumento proposto per questo studio è quello dell' "Analisi Evolutiva del Dissesto" (A.E.D.), metodo frutto di ricerche, approfondimenti ed applicazioni condotte in questi anni. Esso viene compiutamente descritto nel cap. 5: si tratta di un'analisi cinematica che non tiene solo conto del comportamento delle singole parti (macroelementi) ma anche della loro reciproca 'interferenza' (relazioni tra le parti). Il metodo presuppone un *iter* conoscitivo approfondito, basato sullo studio sia della fabbrica come fonte diretta, sia delle fonti storiografiche indirette. Le informazioni ottenute dall'approfondimento della conoscenza della costruzione, delle sue trasformazioni, delle tecniche costruttive presenti,

dei vincoli etc., unitamente allo studio critico del quadro fessurativo rilevabile, consentono di individuare le vulnerabilità presenti e di ridefinire le catene cinematiche, gerarchizzandole. L'obiettivo è quello di indirizzare conseguentemente gli interventi ai soli cinematismi cosiddetti 'di ordine superiore', ovvero quelli, individuati dall'analisi, ad essere i primi ad innescarsi e a causare i danni successivi. Tale approccio favorisce la minimizzazione dell'intervento e la contemporanea massimizzazione della sua efficacia.

Nella terza parte della ricerca (cap. 7), a valle delle considerazioni espresse e sulla scorta dei risultati forniti dallo strumento dall' A.E.D., si affronta il tema del recupero di alcuni fra gli interventi di consolidamento utilizzati nel passato rivisitati in chiave contemporanea. Partendo dalla dimostrazione degli insuccessi derivanti dall' applicazione delle tecniche moderne di consolidamento, che ha caratterizzato gran parte delle realizzazioni della seconda metà del secolo scorso, l'intento è quello di valutare tecniche 'rinnovate', frutto della stratificazione dell'esperienza propria della antica regola dell'arte e validate dagli strumenti di verifica propri della "Scienza Medica Delle Costruzioni"¹, cioè di un metodo analitico che bene approssimi il comportamento delle complesse fabbriche murarie storiche in tutte le loro parti.

Proprio la gerarchizzazione del dissesto contenuta nel metodo dell'A.E.D. suggerisce implicitamente la validità, ai fini del miglioramento sismico, della riproposizione di alcune tecniche tradizionali, anche rinnovate, giungendo al connubio essenziale tra restauro architettonico e strutturale.

¹ BREYMANN 1926, p. 277

2. La regola dell'arte ed il progresso scientifico

2.1. La regola dell'arte nella tradizione costruttiva fra Ottocento e Novecento

Possiamo definire per regola dell'arte nel costruito quell'insieme di conoscenze tecnologiche e costruttive di tipo empirico, basate sull'esperienza diretta e sull'osservazione della realtà.

È possibile rimandare tale definizione all'origine delle corporazioni delle arti e dei mestieri medievali. La regola dell'arte, infatti, accompagna lo sviluppo della società dall'alba dei tempi: le conoscenze di tipo empirico venivano tramandate a voce di generazione in generazione, fino alla sistematizzazione in codici, sempre orali, operata proprio durante il periodo medievale grazie al lavoro delle corporazioni di arti e di mestieri. Le lavorazioni erano descritte come procedimenti tecnico-applicativi e l'insegnamento si svolgeva in bottega, dove l'apprendista acquisiva le conoscenze da un maestro appartenente alla cooperativa. Le arti si ponevano come organismi preposti al regolamento delle strutture lavorative, soprattutto nella salvaguardia e nella trasmissione del sapere tecnico attraverso la regolamentazione dell'apprendistato².

La differenza sostanziale tra la moderna Scienza delle Costruzioni e la regola dell'arte è che quest'ultima è basata sull'osservazione dei fenomeni 'a posteriori' e non su ipotesi e conseguenti formulazioni precostituite.

Le conoscenze empiriche senza deduzioni di tipo scientifico accompagnano la progettazione e la realizzazione della maggior parte delle fabbriche fino al '600, periodo in cui Galileo elabora le basi del metodo scientifico fondato sulla misura del reale. Lo studioso pisano teorizza che qualsiasi fenomeno intellegibile può essere descritto attraverso la formulazione di una teoria che deve essere validata successivamente dal punto di vista sperimentale.

Quella che verrà in seguito definita 'Scienza delle Costruzioni' inizia da qui lentamente ad inserirsi nella tradizione costruttiva, affiancando sempre di più le conoscenze della regola dell'arte, senza mai sostituirla del tutto. Giovandosi l'uno dell'altro, tra fine '800 e inizio

² BEZZINA 2013

‘900 ognuno dei due approcci contribuì al raggiungimento di importanti risultati³, andando nel tempo a definire un’unica e più completa ‘scienza del costruire’.

Il punto di partenza è la consapevolezza che la conoscenza è inevitabilmente legata all’esperienza e viceversa. I due aspetti non possono che completarsi a vicenda. Questo assunto è il fondamento delle nuove discipline scientifiche, basate sia sulla derivazione analitica che sulla formulazione di relazioni fisiche, risultato dello studio del comportamento reale dei fenomeni. Ciò che l’osservatore può elaborare è, come suggerisce Ernst Mach, un modello che prova a descrivere la realtà intellegibile, modello da verificare con l’osservazione e lo studio a posteriori del fenomeno⁴ (strumenti propri della regola dell’arte).

³ GUIDI 1906

⁴ MACH 1992

2.2. Il progresso tecnologico: l'introduzione dell'acciaio e del cemento armato

Lo sviluppo delle discipline scientifiche in comune accordo con le antiche regole costruttive si accentua grazie alla produzione di nuovi materiali di rapida messa in opera.

È interessante notare in quale modo, come accennato nel paragrafo precedente, l'evoluzione tecnologica abbia influenzato lo sviluppo delle tecniche costruttive introducendo materiali con caratteristiche prestazionali migliori a basso costo di produzione, che hanno radicalmente cambiato l'approccio alla costruzione e all'ideazione degli interventi strutturali. I nuovi materiali hanno caratteristiche meccaniche standardizzate, tali da consentire il dimensionamento preventivo degli elementi portanti.

Per questa ragione, nel XVII secolo, alle tecniche costruttive tradizionali si affiancano nuove tipologie strutturali figlie della rivoluzione industriale: le due innovazioni principali nel campo delle costruzioni sono, come è noto, il cemento armato e l'acciaio modernamente inteso (lega di ferro e carbonio in basso contenuto percentuale, con alta resistenza meccanica).

Inizialmente il cemento armato viene accettato con grande entusiasmo nel campo del restauro architettonico; si arriva presto a far riferimento al suo impiego (figurativamente controllato) persino nella Carta del Restauro di Atene del 1931 negli interventi finalizzati al consolidamento del costruito.

Le tappe della sua nascita e della sua evoluzione sono diverse e articolate, ma la scoperta più importante è che dalla combinazione del cemento con l'acciaio si ottiene un nuovo materiale che ben si presta alle esigenze costruttive, pur avendo perso la caratteristica dell'omogeneità materica. Il successo del cemento armato, che favorirà un sempre più ampio impiego nella costruzione, è infatti legato all'intuizione del fenomeno dell'aderenza con l'acciaio: la collaborazione di due materiali così eterogenei permette all'Architettura di evolversi attraverso questa nuova tecnologia, che conferiva agli edifici caratteristiche meccaniche molto più prestanti rispetto alle tecniche preesistenti.

Il brevetto del cemento armato viene rilasciato nella seconda metà del XIX secolo a William E. Ward che, nel 1874, progetta e costruisce la propria abitazione con il nuovo materiale. Nel 1883, in un articolo illustrato durante un'assemblea dell'*American Society of Mechanical Engineers*, l'ingegnere americano descrive le peculiarità della nuova tecnologia costruttiva, portando, come elementi dimostrativi, prove di carico delle membrature portanti dell'edificio.

“The load was then removed, and the beam returned to the original line it occupied before the test, showing that the combination possesses the essential quality of elasticity in addition to the enormous increase of capacity to resist strain over that which was possible for either material to sustain if used separately, and in the same quantity”⁵.

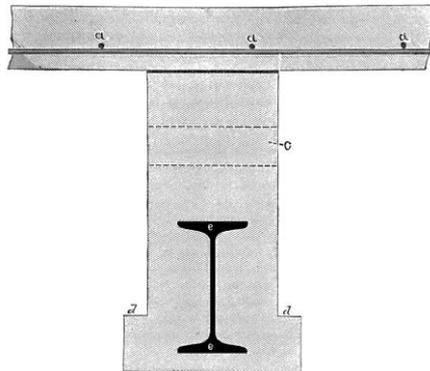


Fig. 1 - Sezione di una trave in cemento rinforzata di un solaio (W. E. Ward 1883, *Fire-proof building construction*, in «Popular Science Monthly», Vol. 23)

Il passaggio proposto dall'autore dimostra come la teoria dell'elasticità fosse già stata recepita nella cultura tecnica americana: la combinazione dei due materiali venne infatti subito messa in opera e successivamente testata, offrendo ai teorici la possibilità di verificare le ipotesi formulate che, con le relative applicazioni esecutive, sarebbero ben presto state disciplinate e definite dalla nascente Scienza delle Costruzioni.

Un altro interessante aspetto del nuovo materiale è la sua resistenza al fuoco, e la conseguente possibilità di costruire edifici con tale caratteristica a costi moderati. Dalle sperimentazioni effettuate, infatti, emerge che l'integrità del materiale può essere garantita in ogni condizione di emergenza legata allo svilupparsi di incendi.

Il cemento si dimostra inoltre materiale ideale per realizzare una vasta gamma di elementi architettonici e decorativi. Ne consegue un primitivo studio di granulometria, che indentifica gli aggregati con minor diametro come i migliori.

L'esperienza fatta da Ward si estende a una casistica sempre più ampia di costruzioni, le quali, a questo punto, possiedono caratteristiche di resistenza, robustezza e isolamento dal fuoco. La sperimentazione sulla tipologia degli aggregati da aggiungere alla miscela

⁵ WARD 1883

cementizia procede poi permettendo di realizzare composti con un grado di idraulicità sempre maggiore.

Per tutte queste ragioni il nuovo materiale viene accettato rapidamente dalla comunità di architetti del movimento moderno e il suo impiego diventa uno dei pilastri fondanti della cultura costruttiva nel campo dell'edilizia. La rivoluzione industriale delinea le nuove modalità operative di produzione dei manufatti attraverso l'abbattimento dei costi di trasformazione delle materie prime, con conseguente diminuzione del prezzo finale del prodotto.

Grande attenzione viene parallelamente riservata alla lavorazione dei metalli, come le leghe ferrose, in particolare con l'uso di grandi magli. La ghisa in particolare viene forgiata a caldo, fino a ottenere un materiale che in superficie presenta un aumento consistente di resistenza meccanica. La grande attenzione data al processo di forgiatura di tale materiale è indice delle grandi innovazioni tecnologiche ottocentesche, testimoniate dalla mole di articoli nella letteratura scientifica del tempo (rif. par. 2.5.).

L'interesse per la siderurgia è inizialmente promosso dalla necessità di approvvigionare di grandi quantità di acciaio soprattutto il settore militare, favorito da ingenti investimenti per la ricerca. Proprio per questo motivo, nel 1861, il neoministro della Marina Luigi Federico Menabrea richiede una relazione sullo stato delle ferriere in Italia. L'impresa è realizzata, con grande minuzia descrittiva, dall'ingegnere Felice Giordano con un volume edito nel 1864⁶. Tra il 1855 e il 1859 Henry Bessemer aveva messo a punto il procedimento per la produzione dell'acciaio e, dopo qualche comprensibile esitazione, in Francia, in Belgio e in Germania cominciano a nascere i primi nuclei di quelle che saranno le attuali concentrazioni di industrie siderurgiche.

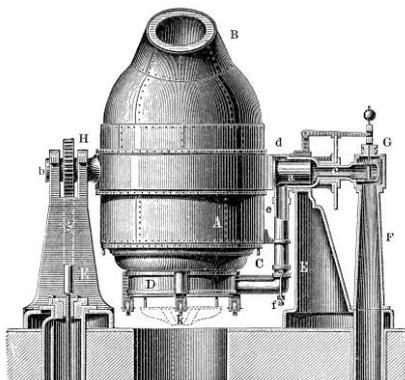
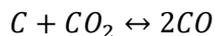
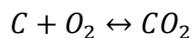
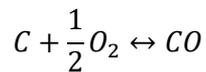


Fig. 2 - Rappresentazione di un convertitore Bessemer (*Meyers Großes Konversations-Lexikon*, Band 5, Leipzig 1906)

⁶ GIORDANO 1864

Lo stesso Eugène E. Viollet-le-Duc, restauratore molto attento alle trasformazioni della produzione edilizia nella sua epoca, è consapevole del significato della grande rivoluzione che sta vivendo: “Noi abbiamo oggi disponibile un materiale prezioso: il ferro fuso o forgiato. Gli antichi lo hanno impiegato in minima quantità per fare staffe o ramponi; i costruttori medievali avevano ben compreso l’importanza del ferro nelle loro costruzioni ma non erano in grado di produrlo in grande quantità; oggi non è possibile non tener conto di ciò che l’industria e la tecnologia mettono a disposizione dell’architetto [...] Ma, se il ferro è di eccellente impiego in talune circostanze, in altre diventa un potente fattore di distruzione a causa della ossidazione cui è soggetto [...] È vero che lo si potrebbe rendere inossidabile con opportuni trattamenti. Ma non si comprendono i motivi che spingono ad impiegarlo anche quando la costruzione, massiccia come quelle romane, sarebbe da sola in grado di opporsi a qualsiasi mutamento di forma [...] La ghisa rende innumerevoli servigi; possiede una rigidità considerevole ed ha una durata pressoché illimitata. Ma è chiaro che questo materiale richiede forme appropriate”⁷.

L’introduzione del carbone fossile e le innovazioni costruttive dei forni nel campo della metallurgia permettono il raggiungimento rapido di temperature prossime a 1600°C, valore oltre il quale la ferrite e gli elementi aggregati acquistano una matrice fluida tendente al liquido. Parallelamente al miglioramento dei combustibili, avviene la trasformazione dei forni fusori, con conseguente innalzamento dei rendimenti industriali. Come già anticipato, Bessemer aveva introdotto nel 1855 il suo celebre convertitore, che aumentò di un ordine di grandezza la capacità di produzione di acciaio rispetto agli impianti preesistenti. Il metallo, portato alla fase liquida ed insufflato con una corrente d’aria, si carbura, assumendo di conseguenza le caratteristiche meccaniche, chimiche e prestazionali del materiale modernamente inteso. Le reazioni sono legate alla variazione di temperatura all’interno del convertitore e sono descritte come:



Il carbonio, quindi, in presenza di ossigeno in eccesso, (come avviene in un fuoco ben ventilato e nelle zone di ingresso dell’aria in un forno) si ossida completamente (trasformandosi in anidride carbonica) anche a temperature molto elevate⁸.

⁷ VIOLLET-LE-DUC 1853, Vol. 2

⁸ CAVALLINI 2005, pp. 4-6

L'incremento della produzione di metallo avvenuto a fine Ottocento permette il rapido sviluppo e la conseguente diffusione di tecniche costruttive che impiegano il nuovo materiale ottenuto, poiché le richieste per il settore militare ed infrastrutturale possono, a quel punto, essere interamente soddisfatte.

In questo clima di grandi cambiamenti, l'Italia, non presentando consistenti miniere di carbone fossile, continua a fondere il ferro attraverso il calore rilasciato dalla combustione del carbone di legna (la differenza non è irrilevante: circa 8000 kcal/kg sono prodotte con il carbon fossile contro le circa 3000 del carbone di carbonaia). L'estrazione risulta più economica delle tecniche trasformatrici delle carbonaie e, di conseguenza, il mercato italiano non può mantenere la competitività commerciale.

Per soddisfare le grandi richieste avanzate da tutta Europa, nel 1899 Ernesto Stassano introduce una nuova tipologia di forno fusorio alimentato ad energia elettrica. Il calore, in questo caso, viene ceduto al minerale e al rottame di ferro attraverso l'effetto Joule: tra due elettrodi in grafite scocca un arco galvanico, dal quale il calore si trasferisce tramite irraggiamento. Questo rivoluzionario sistema, una volta implementato, permette all'Italia di impiegare l'energia derivante dalle numerose centrali idroelettriche diffuse sul territorio per produrre grandi quantità di acciaio.

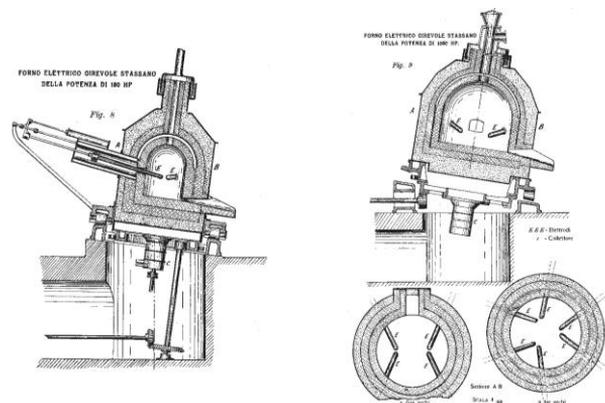


Fig. 3 - Sezioni di forni elettrici Stassano (DE MARIA 1906)

Questa invenzione, e la continua evoluzione dei forni fusori elettrici, permetterà, soprattutto nel Nord Italia, di avviare la produzione delle armature impiegate nel cemento armato.

Entrambe le tecnologie costruttive, l'acciaio e il cemento armato, rispondono perfettamente alle ipotesi introdotte dal modello elastico lineare e per questo tendono a sostituire con grande rapidità le opere in muratura, per le quali non era ancora stato introdotto un modello interpretativo che potesse descrivere con un soddisfacente margine di sicurezza la loro messa in opera.

2.3. La Scienza delle Costruzioni e l'applicazione dei suoi modelli di calcolo alle strutture

Il consolidamento è una disciplina che abbraccia campi del sapere molto diversi tra loro, essendo fondata sia su teorie scientifiche che umanistiche; attraverso l'applicazione di entrambe, essa si pone come obiettivo la conservazione del costruito. Per descrivere come questo approccio si sia sviluppato e quali cambiamenti siano avvenuti tra la fine dell'Ottocento e l'inizio del Novecento è indispensabile illustrare sinteticamente i progressi raggiunti nel mondo delle costruzioni e le teorie alla base di tale sviluppo.

Il progresso della teoria delle costruzioni può essere riassunto in tappe fondamentali, descritte dalla modifica delle interpretazioni in merito al comportamento di quello che oggi definiamo "solido trave"⁹.

Vengono rappresentati qui di seguito i primi modelli teorizzati in merito:

Trave geometrica di Archimede: affronta l'equilibrio del sistema considerando la struttura come un corpo rigido infinitamente resistente;

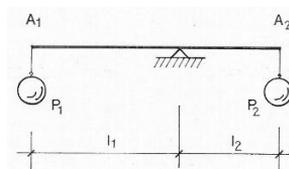


Fig. 4 - Asta in equilibrio sotto l'azione di due pesi (A_1 e A_2) posti a distanze diverse (l_1 e l_2) dal fulcro (BENVENUTO 1981, p. 8)

Trave rigida di Galileo: la struttura rimane in una configurazione di corpo rigido indeformabile, che collassa sotto l'effetto di sollecitazioni esterne che superano la capacità di resistenza del materiale. È soddisfatto, pertanto, soltanto l'equilibrio delle forze esterne;

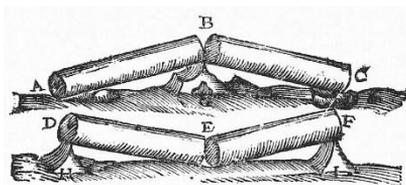


Fig. 5 - Rappresentazione della rottura di una trave rigida secondo il modello meccanico di Galileo (BENVENUTO 1981, p. 129)

⁹ STAGNITTO 2005

Trave elastica: Eulero considera la struttura come un corpo esteso deformabile sotto l'effetto dei carichi, il cui modello meccanico può essere applicato attraverso l'introduzione del calcolo differenziale;

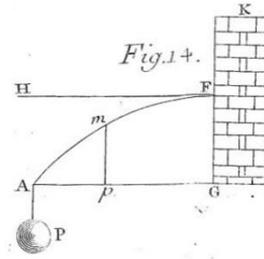


Fig. 6 - Disegno di una mensola inflessa con un carico ad un'estremità (EULERO 1744)

Trave iperstatica: Navier, con l'introduzione delle equazioni di congruenza, definisce lo stato di equilibrio di una struttura iperstatica. Il metodo da lui utilizzato è quello di sostituire delle forze ai vincoli che rendono la struttura iperstatica, per arrivare a definire le condizioni cinematiche di congruenza;

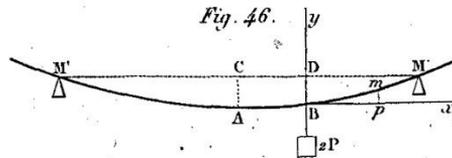


Fig. 7 - Linea d'asse della trave di Navier rappresentata sul piano cartesiano (NAVIER 1833, tav. II)

Trave come elemento di Castigliano: un sistema strutturale presenta una funzione che, minimizzata, risolve il sistema di equazioni di equilibrio. Attraverso alcune tabelle precompilate, le reazioni di diverse strutture iperstatiche possono essere velocemente definite.

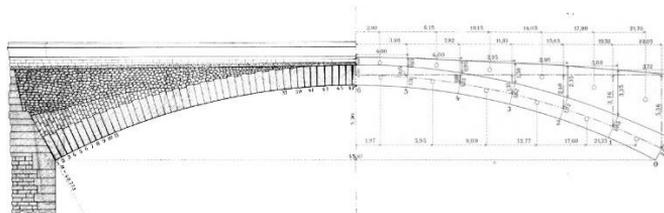


Fig. 8 - Studio del ponte Mosca sul Dora tramite la teoria dell'elasticità (CASTIGLIANO 1879)

Il percorso conoscitivo fin qui illustrato dimostra come l'evolversi di una teoria analitica sulle costruzioni abbia accompagnato fin dal mondo antico il progredire della civiltà. Nello

specifico, come abbiamo già accennato nei paragrafi precedenti, nel corso del XIX secolo (quindi fin dalla teorizzazione della trave elastica di Eulero) la regola dell'arte è stata progressivamente affiancata da una nuova scienza nata dall'applicazione dei concetti della meccanica classica allo studio teorico delle costruzioni.

Questo progressivo avvicinamento è stato possibile grazie allo sviluppo di alcune discipline nel corso del XIX e XX secolo: all'arte del costruire come nozione empirica, si affiancano nuovi concetti fisico-matematici legati all'interpretazione della statica dei corpi naturalmente estesi (prima rigidi, poi deformabili). Si parla di corpo esteso proprio perché la prima grande rivoluzione che il modello ha dovuto introdurre è stata quella di descrivere un oggetto materiale composto da infiniti punti. Una tappa fondamentale dell'evoluzione della teoria è stata infatti l'adozione del nuovo modello d'interpretazione fenomenologica, studiato da Navier e successivamente ampliato da Poisson e Cauchy, basato sull'ipotesi che il corpo esteso sia formato da molecole collegate tra loro, che interagiscono in modo reciproco tramite legami di tipo elastico. È interessante notare come lo sviluppo della disciplina sia legato a una teoria prettamente fisico-matematica che, come ipotesi, considera la teoria dell'elasticità di Hooke; inoltre, il corpo analizzato rispetta la condizione di isotropia.

Il modello corpuscolare è basato su diverse ipotesi che, per definizione, sono poste a priori:

- il corpo è composto da molecole, le quali sono dal punto di vista fisico-matematico assimilabili a punti materiali, soggetti a forze opposte dirette lungo la loro reciproca linea di influenza;
- il modulo della forza decresce rapidamente in funzione della distanza reciproca delle molecole;
- le molecole hanno tutte la stessa massa e sono tutte sottoposte alla stessa forza;
- il moto è limitato a piccoli spostamenti;
- la funzione che descrive il rapporto reciproco tra punti materiali è continua e quindi derivabile;
- gli spostamenti delle molecole sono descritti da vettori regolari¹⁰.

Le relazioni meccaniche cardine della teoria si possono qui riassumere:

$$X - \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + a^2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{2}{3} \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial x} + \frac{2}{3} \frac{\partial^2 w}{\partial z \partial x} + \frac{1}{3} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{1}{3} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = 0$$

¹⁰ CAPECCHI, RUTA 2011, pp. 6-8

$$Y - \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + a^2 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{2}{3} \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + \frac{2}{3} \frac{\partial^2 w}{\partial z \partial y} + \frac{1}{3} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{1}{3} \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) = 0$$

$$Z - \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + a^2 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \frac{2}{3} \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial z} + \frac{2}{3} \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial z} + \frac{1}{3} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{3} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0$$

Dove X, Y, Z sono le forze per unità di massa, a è una costante di elasticità, u, v, w rappresentano invece lo spostamento di un punto P di coordinate iniziali x, y, z .

Come si può osservare, le ipotesi astraggono e semplificano la realtà osservata in modo da poter esprimere quantitativamente un fenomeno che qualitativamente risulta di grande complessità interpretativa. I principi fondanti della teoria elastica generalizzata prevedono la condizione di isotropia, semplificando così notevolmente le caratteristiche dei materiali che, per propria natura, non rispettano tali assunzioni e determinando di conseguenza possibili inesattezze interpretative.

È chiaro come il processo logico matematico che affrontano Navier, Cauchy e Poisson abbia introdotto il concetto di tensione come strumento interpretativo e come pertanto il loro lavoro sia stato di fondamentale importanza nello sviluppo del calcolo strutturale e, di conseguenza, della disciplina del consolidamento moderno, tanto da far coincidere la fondazione della scuola politecnica di Parigi con la nascita della moderna Scienza delle Costruzioni. Le equazioni di legame elastico precedentemente illustrate convergono infatti nella definizione di tensore degli sforzi di Cauchy, descritto in tutti i testi della materia:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Con σ tensione normale e τ tensione tangenziale. Il tensore si presenta simmetrico per equilibrio alla rotazione intorno al punto materiale.

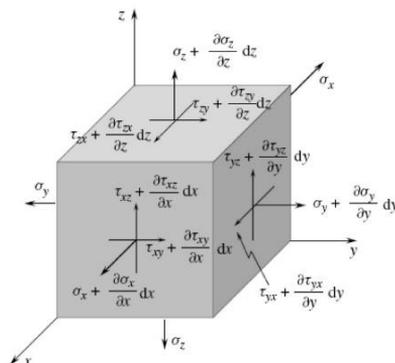


Fig. 9 - Rappresentazione tridimensionale del continuo infinitesimale in equilibrio sotto l'azione delle tensioni normali e tangenziali di Cauchy

Tutte le teorie di tipo fisico, matematico e geometrico (dove intendono nozioni di geometria descrittiva ed analitica), nate dalla storia delle scienze e dalla nuova cultura politecnica europea, confluiscono nella Scienza delle Costruzioni, il cui concetto come disciplina di studio è legato prettamente alla cultura accademica italiana. Infatti, il merito della scuola italiana è stato quello di riuscire a coniugare tra loro concetti appartenenti a diverse sfere del sapere tecnico scientifico di fine '800. Come è stato ricostruito:

“Scienza delle Costruzioni è il titolo dato nel 1877 da Giovanni Curioni, professore nella Scuola di applicazione per ingegneri di Torino, al suo corso di Meccanica applicata alle costruzioni. La scelta rifletteva un mutamento intervenuto nell'insegnamento delle discipline strutturali in Italia a seguito della costituzione delle Scuole di applicazione di ingegneria con la riforma Casati del 1859. Sulla scia del modello dell'Ecole Polytechnique, alla figura dell'ingegnere puramente tecnico si voleva sostituire quella dell'ingegnere “scientifico”, inserendo nell'insegnamento le matematiche “sublimi” e le moderne teorie dell'elasticità. La disciplina che nasceva voleva rappresentare una sintesi tra gli studi teorici di meccanica del continuo, portati avanti principalmente degli elasticisti francesi, e la meccanica delle strutture, che aveva cominciato a svilupparsi nelle scuole italiana e tedesca. Sotto questo aspetto si trattava di un approccio senza equivalenti in Europa, dove i contenuti della meccanica del continuo e quelli della meccanica delle strutture erano, e saranno, invece insegnati in due discipline diverse”¹¹.

Si trova quindi la definizione di una scienza ‘rinnovata’, il cui fondamento è l'introduzione del concetto di tensione, con il quale è stato possibile correlare dal punto di vista matematico le azioni delle forze applicate esterne con le deformazioni risultanti interne. La citata base scientifica, avente come fondamento i presupposti indicati e, in particolare, la definizione di tensione nell'intorno di un punto (limite che tende a zero di determinati valori di area e volume del vettore orientato nello spazio), si è poi integrata con le conoscenze moderne sul comportamento strutturale. Ricordiamo in merito che la tensione non è descritta matematicamente da un vettore, poiché varia secondo la giacitura considerata all'intorno del punto, per cui lo stato tensionale è delineato sul piano analitico dal tensore degli sforzi.

Il processo logico-matematico si affianca, quindi, alla ricerca nel campo delle costruzioni. Fino al XIX secolo la finalità fu quella di definire lo stato di equilibrio di un corpo attraverso l'applicazione di regole geometriche e proporzionali, mentre, a partire dalle scoperte moderne della teoria dell'elasticità finora ricordata, l'interesse generale del mondo delle costruzioni si spostò verso i materiali introdotti con la rivoluzione industriale e la produzione di massa, come l'acciaio modernamente inteso (lega di ferro a basso contenuto

¹¹ CAPECCHI, RUTA 2011, pp. V-VI

di carbonio) e il cemento. All'inizio del XX secolo si è scoperto e sperimentato il fenomeno dell'aderenza cemento-acciaio: è nato così un nuovo materiale resistente a trazione completamente ignifugo. I modelli di dimensionamento derivati dal calcolo differenziale si sono adattati con precisione a questa nuova tipologia di materiali.

Frattanto, la tecnologia della muratura continuava a utilizzare leggi empiriche dedotte dalla grande opera di Jean-Baptiste Rondelet, risalente a oltre un secolo prima. Dalla sua intuizione e dall'attenta osservazione degli antichi edifici derivavano le relazioni per il calcolo dello spessore delle murature.

Questo perché i modelli elastico-lineari proposti dagli studiosi della Scienza delle Costruzioni, definiti propriamente come 'astrazioni' del reale, non sembravano più efficaci per descrivere il comportamento strutturale degli edifici in muratura.

Rondelet ha fornito per primo una 'teoria delle costruzioni murarie': "[...] Le sue regole sono [...] «empiriche» nel senso più apprezzato di tale parola perché sono il frutto di un onesto e doveroso raffronto tra le «astrazioni» possibili e la «realtà dei fatti»"¹².

L'arte di costruire sistematizzata da Rondelet sembrerebbe avere già le caratteristiche di una scienza modernamente intesa. Lo studio condotto dall'architetto si basa, come abbiamo detto, sull'osservazione dei casi studio, sulla raccolta di un campione d'informazioni e su una successiva riformulazione attraverso un ragionamento induttivo. Le caratteristiche del processo, che si completa con le regole proprie di un'analisi statistica *ante litteram*, rimandano esattamente a quelle del metodo scientifico introdotto da Galileo.

Le formule matematiche sono di carattere prevalentemente empirico, con una base scientifica derivante dalla scienza nata appena un secolo prima, come il concetto di "tensione ammissibile" applicato con i dovuti accorgimenti "perché facendo astrazione di tali accidenti, si dimostrerebbe che un muro isolato e verticale potrebbe essere eretto ad un'altezza infinita qualunque fosse il rapporto della larghezza della base con tale altezza; cioè potrebbe avere, per esempio, una elevazione maggiore di cento volte la sua grossezza inferiore. Frattanto l'esperienza dimostra che la sua maggiore altezza non può essere più di dodici in quindici volte tale grossezza, e che i muri isolati più alti sono rovesciati dal più piccolo abbassamento prodotto dalla loro costruzione o dal suolo su cui sono edificati"¹³.

¹² PAGANO 1977, pp. 18-24

¹³ Ivi, p. 22

Il modo migliore per risolvere questo problema è quindi quello di consultare razionalmente l'esperienza, senza mai dimenticarsi che ogni costruzione muraria si presenta come caso speciale e con caratteristiche proprie¹⁴.

È opportuno sottolineare come il fenomeno legato al cinematismo di ribaltamento rigido sia in questo caso dedotto dall'esperienza. La regola dell'arte suggerisce quale sia il vero comportamento del solido murario. Si ricorda, comunque, che studi affini a questo argomento erano già stati affrontati da Eulero.

È necessario, inoltre, illustrare a quali considerazioni la teoria dei solidi murari era giunta tra l'Ottocento e il Novecento, e in questo contesto l'ingegnere Michele Pagano, con le sue approfondite ricerche sull'argomento, confronta le successive prese di posizione tecniche e teoriche per lo studio delle murature.

Gustav Adolf Breymann fa dipendere la resistenza di una struttura in muratura dalla qualità dei materiali impiegati, dal modo e dalle caratteristiche del collegamento dei materiali stessi e, infine, dalla forma e dalle dimensioni della struttura¹⁵.

Daniele Donghi afferma che le grossezze dei muri vengono “[...] in molti casi più o meno determinate da prescrizioni dei regolamenti edilizi, le quali trovano a loro volta la loro origine nell'esperienza”¹⁶.

Si ricorda comunque che lo stesso Claude-Louis Navier descrive, nei suoi studi, il consolidamento di volte e cupole in muratura, da effettuarsi attraverso la messa in opera di tiranti e cinture in ferro. Nell'opera vengono rappresentati gli interventi e descritti i procedimenti di dimensionamento degli elementi metallici. L'autore intuisce, utilizzando gli strumenti propri della meccanica strutturale, che la spinta dell'arco debba essere assorbita dal tirante per evitare il ribaltamento dei piedritti intorno alla loro base. L'equilibrio è garantito quando la somma dei momenti, calcolati con il centro di rotazione alla base del piedritto, del peso della volta, della spinta e dell'azione del tirante, si equivalgono¹⁷.

Il modo di mettere in opera l'intervento di consolidamento stava dunque cambiando. Attraverso una progettazione preliminare, il presidio strutturale poteva essere dimensionato grazie ai modelli analitici introdotti dalla Scuola Politecnica; ciò era possibile poiché il materiale utilizzato rispettava le ipotesi di isotropia ed elasticità.

¹⁴ Ivi, p. 32

¹⁵ *Ibidem*

¹⁶ Ivi, p. 33

¹⁷ NAVIER 1836

La trattazione di Navier affronta poi il problema delle distorsioni termiche a cui il tirante potrebbe andare incontro per le variazioni di temperatura ambientale. Viene inoltre suggerito di evitare la generazione di tensioni che possano compromettere l'efficacia del presidio strutturale.

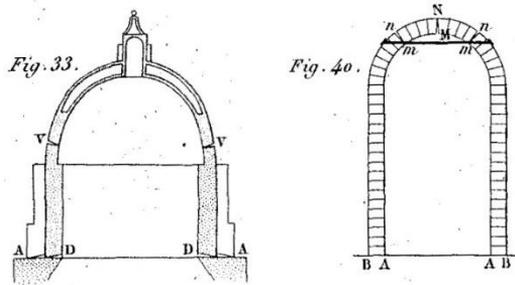


Fig. 10 - Rappresentazione della cupola di San Pietro consolidata su progetto di Giovanni Poleni e Luigi Vanvitelli con l'illustrazione di un intervento di consolidamento 'tipo' tramite l'inserimento di un tirante metallico in un arco in muratura in seguito alla rotazione rigida dei piedritti intorno alla base (Navier 1833, tav. II)

Giunti a questo punto della riflessione, appare chiaro che lo sviluppo della regola dell'arte vada in parallelo con la nascita e il perfezionamento di una teoria sulle costruzioni.

Le opere di Luigi Federico Menabrea e Alberto Castigliano applicano il concetto, espresso da Joseph-Louis Lagrange, di 'minima azione': in natura, in un qualsiasi sistema meccanico che comprende sia la statica che la cinematica, il moto minimizza una particolare quantità nota come azione, intesa quantitativamente come l'integrale definito in un dato intervallo di tempo della funzione Lagrangiana. Gli ingegneri italiani giungono quindi agli stessi risultati dei colleghi dell'*Ecole Polytechnique* di Parigi, arrivando a formulare le seguenti equazioni:

$$S = \min \rightarrow \delta S = 0$$

$$\delta S = \int_{t_1}^{t_2} L(q, \dot{q}, t) dt = 0$$

Dove 'q' indica una coordinata generalizzata e 'q-dot' la sua derivata rispetto al tempo. In meccanica classica definiamo la Lagrangiana come differenza dell'energia cinetica del sistema e dell'energia potenziale.

$$L(q, \dot{q}, t) = T(\dot{q}) - U(q)$$

Dove $T(\dot{q}) = \frac{1}{2} m \dot{q}^2$ e $F = -\nabla U(q)$

La relazione risolvente del principio di minima azione acquista il nome di equazione di Eulero-Lagrange:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{q}_i} - \frac{\partial L}{\partial q_i} = 0$$

Con Eulero, la meccanica, sviluppata da Galileo e da Newton, estenderà il suo dominio dal punto materiale ai sistemi continui, rigidi e deformabili¹⁸.

Eulero affrontò questo problema per via diretta, cioè imponendo l'equilibrio diretto sulla sezione ($\sum F = 0$; $\sum M = 0$), e in via variazionale, cioè ricavando quella modalità di deformata che minimizzi una certa funzione avente il significato fisico di energia potenziale elastica incamerata dalla struttura nella sua deformazione¹⁹.

Un sistema continuo è costituito da un numero finito di punti: se li consideriamo disposti a coppie e chiamiamo 'F_{ik}' la forza che 'i' esercita su k e 'F_{ki}' la forza che 'k' esercita su 'i', per il terzo principio di Newton 'F_{ik}' = - 'F_{ki}'. Il conseguente equilibrio statico del sistema è determinato dall'annullamento della somma delle sole sollecitazioni esterne e dei relativi momenti; le forze interne, essendo a coppie uguali e contrarie in modulo direzione e verso, si annullano a priori.

L'opera di Eulero ha permesso quindi alla "*Mécanique Analytique*" di descrivere l'equilibrio di sistemi continui.

Lo strumento analitico fornito dalla meccanica gode di grande versatilità di applicazione. Tutti i sistemi meccanici isolati rispondono al principio di minima azione, attraverso il quale si possono descrivere e dimostrare le leggi fisiche dei fenomeni fino a quel momento indagati nell'ambito strutturale. Data la forma differenziale dell'equazione di Eulero-Lagrange, appare chiaro come uno stesso fenomeno possa essere descritto analiticamente in forma diversa. Si possono aggiungere alla funzione lagrangiana costanti rispetto alle due coordinate spazio e velocità: in questo modo l'azione rimane costante e la forma dell'equazione può assumere un aspetto formale diverso (sempre legato alle ipotesi prese in considerazione). Questo aspetto, utile a descrivere tanto i fenomeni della meccanica classica, tra cui s'inserisce la Scienza delle Costruzioni, che quelli della meccanica relativistica e quantistica, è definito teoria di Gauge.

Attraverso il principio di minima azione, Menabrea, con i presupposti della teoria dell'elasticità, è stato in grado d'introdurre la funzione che descrive il lavoro elastico del sistema strutturale. Tale funzione, che è in accordo con la teoria di conservazione

¹⁸ STAGNITTO 1996

¹⁹ *Ibidem*

dell'energia (formalizzata dalla Termodinamica), descrive attraverso il teorema di Clapeyron, precisamente, il lavoro di deformazione elastica, il cui minimo rappresenta la soluzione del sistema meccanico. In sintesi, in un sistema elastico, isotropo ed omogeneo, caricato da forze esterne, l'aumento di energia interna è proporzionale ai carichi agenti e la soluzione dell'equilibrio è data dalle derivate parziali di tale energia (l'energia è funzione delle proprietà meccaniche, geometriche della sezione e dei carichi agenti, la sua derivata indica l'operazione atta a minimizzare tale entità). Nell'opera non si parla di possibili applicazioni a strutture non reagenti a trazione, al contrario che in quella di Castigliano.

Alberto Castigliano, allievo di Giovanni Curioni, introduce nel 1875 un innovativo metodo di calcolo degli archi murari considerando implicitamente i limiti espressi della legge dell'elasticità e delle caratteristiche meccaniche del materiale. L'incapacità della muratura di resistere a sforzi di trazione fonda la base del nuovo processo iterativo di Castigliano, il quale considera il sistema come elastico-lineare in prima approssimazione. In seguito alla determinazione delle risultanti, verifica se queste rientrano nel nocciolo centrale di inerzia. Nel caso risultino esterne, non viene considerata la parte di sezione sollecitata a trazione e si procede con l'affinamento del calcolo fino a convergenza. Si potrebbe definire il procedimento come elastico non lineare, a seguito del comportamento anomalo del materiale muratura²⁰.

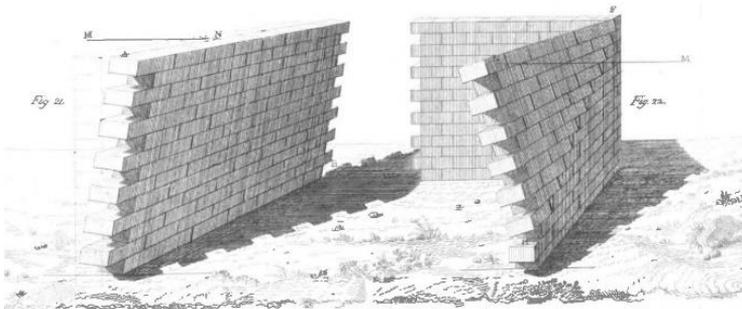


Fig. 11 – Nota rappresentazione del comportamento meccanico dei paramenti murari (RONDELET 1832, Vol. 2, tav. CLXXXII)

Giovanni Battista Milani, ingegnere e architetto operativo negli anni di riferimento, nella sua opera²¹ distingue il comportamento dei nuovi materiali, perfettamente elastici, da quello dei materiali tradizionali, caratterizzati dalla formazione di cinematismi di collasso locale. La differenza è netta: l'equilibrio di strutture in cemento armato e acciaio è garantito anche quando l'inviluppo delle forze interne causa la formazione di tensioni di

²⁰ CASTIGLIANO 1879

²¹ MILANI 1920

trazione su parte della sezione. Nel caso di strutture in muratura si sottolinea la formazione di meccanismi di moto rigido fra le parti; questo avviene quando la risultante delle tensioni di compressione di una parte della sezione resistente non è in grado di garantire l'equilibrio interno della struttura.

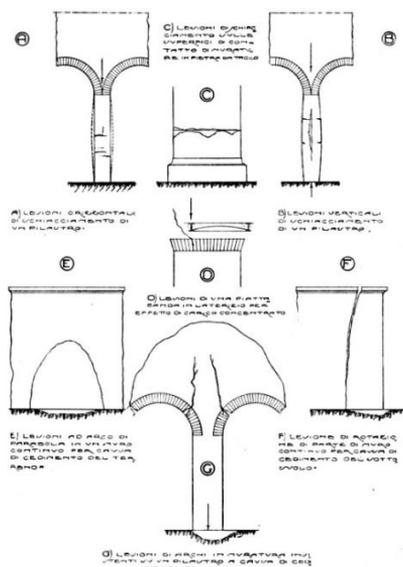


Fig. 12 - Illustrazione dei meccanismi locali di collasso delle murature (MILANI 1920, Tav. 56)

Le opere di Castigliano e Milani costituiscono testimonianza della cultura politecnica del XIX e XX secolo: come si è più volte affermato, la teoria dell'elasticità era giunta alla completa generalizzazione, riuscendo ad occuparsi e a calcolare con grande precisione strutture isostatiche ed iperstatiche, descrivendo sia lo stato tensionale che deformativo. Non riusciva però, a quel punto, a delineare analiticamente il comportamento murario. I due studiosi erano ben consapevoli del limite delle teorie e cercavano, di conseguenza, modi di analizzare, con ragionamento deduttivo, i solidi murari.

Oltre alla consapevolezza della complessità dell'analisi muraria, visto il comportamento anomalo del materiale (resistenza a trazione di un ordine di grandezza inferiore rispetto alla resistenza a compressione), si aggiunge la difficoltà di quantificare l'azione sismica di progetto: era necessario capire come quantificare le forze dinamiche agenti sulla fabbrica in caso di fenomeni oscillatori. Fino a quel momento, infatti, gli edifici venivano studiati, oltre che sotto l'ipotesi di corpo elastico, in condizioni di equilibrio statico. Il limite del modello non era dovuto alla complessità matematica del fenomeno, in quanto la dinamica era già stata ampiamente trattata, così come le relazioni che la descrivono: possiamo

ricordare il principio di inerzia di Newton e quello sull'equilibrio meccanico di D'Alembert. L'esperienza sembrava suggerire, fino ai grandi terremoti di inizio XX secolo, che corpi di mole come quella posseduta dagli edifici civili non andassero incontro a fenomeni dinamici.

Da questo punto di vista è stata di fondamentale importanza la relazione condotta in seguito al sisma avvenuto a Messina il 28 dicembre 1908²² (rif. par. 3.2.). Nello studio, presentato dalla commissione incaricata di valutarne i danni provocati, emerge come la quantificazione degli effetti del sisma sul tessuto costruito, nell'atto di progettazione e consolidamento di un edificio, risulti un'operazione complicata, soprattutto per la difficoltà di stimare, come già si è visto, l'accelerazione generata dal fenomeno. Il progresso è invece nell'introduzione di un primo procedimento di calcolo, seppur approssimato, per il dimensionamento delle membrature portanti di una struttura. La teoria dell'elasticità è già da tempo assimilata dai tecnici operanti sul territorio italiano per cui è noto come un edificio sviluppi sia forze di inerzia legate alla rigidità della fabbrica sia forze di richiamo viscoso. Modesto Panetti aggiunge che sarebbe necessario considerare gli effetti del fenomeno della risonanza, prodotti dalla sovrapposizione della frequenza delle onde sismiche, e del primo modo di vibrare dell'edificio. Il calcolo, per le suddette complicazioni matematiche, viene trattato in modo statico equivalente, introducendo forze costanti nel tempo pari a $1/12$ del peso dell'edificio al piano terra e a $1/8$ del peso ai piani superiori.

Interessante il dimensionamento dei tiranti proposto all'interno della relazione: inseriti in prossimità dei muri portanti, questi vengono considerati collaboranti con la muratura e, di conseguenza, generano un unico meccanismo resistente nel piano. I tiranti non vengono dimensionati quindi, come avviene oggi, per resistere a un cinematico di collasso fuori piano, bensì come montanti di una travatura reticolare di tipo 'Howe' (oggi siamo più abituati a chiamarla 'Traliccio di Mörsch'), la quale devia i flussi tensionali della muratura poiché aggiunge la capacità di resistere a trazione.

Nella relazione viene sottolineata, oltre che l'importanza del collegamento tra le parti dell'edificio, la necessità che le travi non abbiano, in prossimità degli appoggi, scassi di dimensioni troppo elevate nello spessore murario, per evitare che il loro eventuale martellamento possa danneggiare e determinare il collasso della struttura.

²² *Relazione della commissione incaricata di studiare e proporre norme edilizie obbligatorie per i comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri anteriori*, in «Giornale del Genio Civile», Roma 1909

2.4. La nascita della Sismologia e l'analisi dei suoi strumenti di misura

Come già affermato, le tecniche di consolidamento sono figlie della cultura scientifica di questo particolare momento storico, considerando le conoscenze tecniche e tecnologiche da essa raggiunte e la loro integrazione con la sismologia, la cui evoluzione influenzerà necessariamente il modo di costruire.

La fine del XIX secolo segna lo sviluppo della moderna sismologia con gli studi dedicati al funzionamento meccanico e termodinamico della crosta terrestre. Fino al XX secolo grande attenzione era data allo studio del vulcanismo; è interessante soffermarsi anche sul fatto che si credeva che le condizioni astronomiche, come le fasi lunari e le stagioni, influenzassero e determinassero il numero di eventi sismici. Diverse relazioni scientifiche, attraverso uno studio statistico, mettono in correlazione la rivoluzione terrestre con periodi di diversa intensità sismica: secondo lo studioso Johann Schmidt, la frequenza sismica è massima quando la terra occupa la posizione di perielio e minima all'afelio²³. Sempre lo stesso autore cerca di correlare il fenomeno tellurico con le diverse ore del giorno, affermando l'esistenza di una probabile connessione tra la frequenza dei terremoti e le variazioni della pressione atmosferica. In questo contesto è utile ricordare come gli stessi studi di Antonio Favaro portino a considerare l'esperienza come la base della conoscenza, dalla quale possono nascere nuove teorie o essere sottoposte a verifica ipotesi già formulate²⁴. Le leggi, nel volume di De Rossi, sono dimostrate e verificate dall'esperienza, grazie anche al contributo delle memorie del passato²⁵. Capire quando e in quali condizioni potesse aumentare la frequenza sismica costituiva il modo migliore di prevenire i fenomeni distruttivi. Preso atto che questo tipo di correlazioni non sussistevano sperimentalmente, l'attenzione si diresse sullo studio della geomorfologia del territorio e della possibile presenza di fessurazioni interne. Il fenomeno del vulcanismo è ritenuto dal pensiero scientifico dell'epoca la causa principale dell'innescarsi dei fenomeni tellurici nel territorio italiano. Non a caso diversi trattati sull'argomento (tra cui quello di Mercalli²⁶) dimostrano, attraverso considerazioni di tipo induttivo, come il fenomeno sismico sia strettamente legato all'attività vulcanica primaria e secondaria: le zone di faglia sono infatti localizzate in prossimità di strutture geologiche sismogeniche.

²³ DE ROSSI 1879, p. 196

²⁴ FAVARO 1874

²⁵ DE ROSSI 1879, p. 200

²⁶ MERCALLI 1883

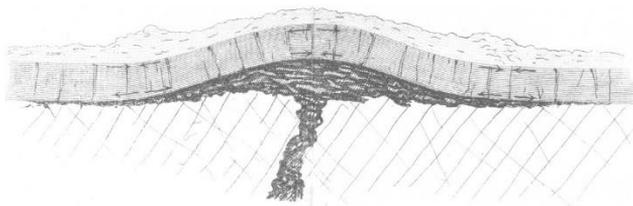


Fig. 13 - Sisma di tipo vulcanico descritto da Mallet (MALLET 1846, plate III)

Prima di Mercalli, nella seconda metà dell'800, il geofisico Robert Mallet aveva studiato la natura fisica della propagazione delle onde sismiche lungo la crosta terrestre. La sua relazione, pubblicata nel 1846, ha inizio introducendo le osservazioni fatte su costruzioni in muratura continua e mostra come l'azione tellurica possa influenzare il collasso strutturale di tali opere. Si tratterebbe, quindi, di un primo studio basato su considerazioni di tipo empirico che, tramite un ragionamento *in primis* induttivo, vuole inquadrare dal punto di vista scientifico il fenomeno di propagazione sismica²⁷.

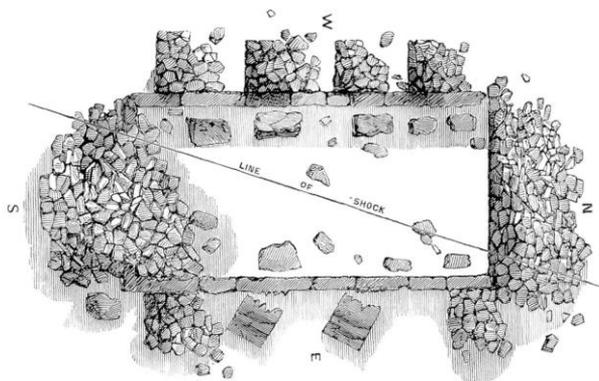


Fig. 14 - Studio di Mallet sugli effetti del sisma di direzione diagonale rispetto a un edificio in muratura (MALLET 1846, p. 54)

Infatti, i precedenti studi sul fenomeno sismico avevano individuato all'origine delle scosse il sollevamento fino a sotto la crosta terrestre di ingenti quantità di vapore ad alte temperature, dovuto alla fuoriuscita di gas da punti specifici del mantello. Ciò avrebbe innescato un moto di superficie paragonabile a quello generato da un impulso ondulatorio. A quel punto il fenomeno veniva descritto con gli strumenti della fisica analitica: l'energia liberata dalla reciproca influenza delle faglie tettoniche in un punto della crosta terrestre era trasmessa attraverso un'onda di tipo meccanico, che si propagava in ambiente elastico eterogeneo.

²⁷ MALLET 1846

La teoria dell'elasticità applicata ai corpi continui formalizzerà in seguito che l'equilibrio dinamico tridimensionale origina due campi d'onda: uno 'irrotazionale' ('Onde P') ed uno 'indivergente' ('Onde S'), legati essenzialmente alla densità e ai moduli di elasticità dei corpi che attraversano.

Lo scopo principale delle ricerche è la quantificazione dell'effetto sismico sul costruito, che può avvenire, in un primo tempo, effettuando una registrazione numerica delle caratteristiche dell'onda. Sono queste ultime a determinare, in seguito, effetti quantificabili sulle fabbriche murarie. Dalle stesse motivazioni, in parallelo alla sismologia, nasce e si sviluppa la sismografia, che mette a disposizione delle scienze naturali nuovi strumenti di rilevamento del fenomeno.

Registrare le caratteristiche del terremoto e capire come definirle e quantificarle dal punto di vista fisico presentava grandi difficoltà tecniche, principalmente legate al linguaggio matematico del fenomeno. Era fondamentale intuire quale grandezza fisica del sisma registrare, così da applicarla al processo di dimensionamento degli edifici. I primi tentativi si prefiggevano di registrare gli spostamenti nello spazio di una massa oscillante accelerata dal sisma.

Il moto sembrava difficilmente interpretabile, essendo descritto da oscillazioni ellissoidali complesse. Il passo fondamentale della sperimentazione fu compiuto dalla sismologia nel momento in cui furono utilizzati tre diversi sismografi nelle tre direzioni cartesiane dello spazio. Grazie a questo espediente, si constatò che il moto poteva essere scomposto in tre regimi ondulatori diversi, i quali potevano essere registrati su rulli di carta²⁸.

Il moto, poiché era rappresentato da un corpo oscillante ad un grado di libertà (trattandosi di tre diversi sismografi), presentava le caratteristiche matematiche di un'oscillazione armonica, quindi velocemente descrivibile. Il passo ancora successivo fu quello di ricavare l'accelerazione propria del terremoto da un sistema costituito, come già accennato, da una massa inerziale, che presenta una certa rigidità e un certo fattore di smorzamento.

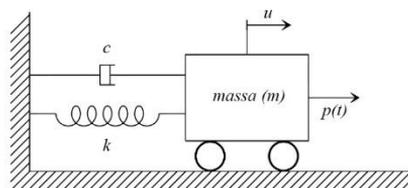


Fig. 15 - Sistema massa-molla-smorzatore, rappresentante un sismografo accelerato da un sisma

²⁸ BORCHI, MACII 2013

Il sistema, forzato da una accelerazione esterna, quando viene smorzato può essere descritto dalla seguente equazione differenziale:

$$m \frac{d^2y}{dt^2} + c \frac{dy}{dt} + ky = kax$$

La quale deriva dal principio della dinamica di Newton:

$$F = ma$$

Con la conseguente descrizione dell'equilibrio meccanico di D'Alambert in sistemi isolati:

$$ma + F = 0$$

Dove la somma è di tipo algebrico. In sistemi non isolati la relazione assume la forma:

$$ma + F^{(i)} = F^{(e)}$$

Inserendo l'ipotesi di corpo elastico (spostamento proporzionale linearmente dalla costante elastica k) si ha:

$$ma + ky = kax$$

Considerando l'insorgere di forze di smorzamento viscoso proporzionali alla velocità di oscillazione del sistema si ottiene:

$$ma + cv + ky = kax$$

Ricordando che l'accelerazione della massa è $a = \frac{d^2y}{dt^2}$ e la velocità è $v = \frac{dy}{dt}$ si ritrova l'espressione iniziale.

Considerando:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \xi = \frac{c}{2 * \omega_0 * m}$$

dove ω corrisponde alla pulsazione armonica del sistema in accelerazione, si ottiene

$$\frac{d^2y}{dt^2} + 2\xi\omega_0 \frac{dy}{dt} + \omega_0^2 y = \omega_0^2 ax$$

La soluzione dell'equazione differenziale in termini di spostamento in funzione del tempo è la seguente:

$$y(t) = 1 - \frac{\omega_0 e^{-\alpha t}}{\omega_d} \sin(\omega_d t + \phi)$$

Con:

$$\omega_d = \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2} \quad \alpha = \xi \omega_0 \quad \phi = \tan^{-1} \left(\frac{\omega_d}{\alpha} \right)$$

Applicando all'equazione differenziale la trasformata di Laplace si ha:

$$Y(s) = \frac{a\omega_0^2}{s^2 + 2\xi\omega_0 s + \omega_0^2} X(s)$$

Che può risciversi implicitamente come:

$$Y(s) = F(s) * X(s)$$

dove $F(s)$ rappresenta la risposta in termini di spostamento del sistema e $X(s)$ lo spostamento del terreno. Se si derivano rispetto al tempo entrambi i membri, si trovano le correlazioni legate alla velocità ed all'accelerazione²⁹.

La volontà di trovare un ordine in un sistema meccanico caotico ha permesso oggi di determinare le modalità dell'analisi strutturale dinamica. Sembrerebbe comunque che alcuni effetti legati all'evoluzione del moto e alla loro combinazione siano individuabili soltanto considerando il sistema in tutta la sua complessità e caoticità spaziale e tenendo conto inoltre della tridimensionalità del vettore accelerazione e della sua derivata prima³⁰:

$$J = \frac{da}{dt} = \frac{d'''s}{dt^3}$$

Il 'Jerk' misura la variazione di accelerazione di un sistema fisico in moto, permettendo di descriverne il tempo con cui varia, a differenza dell'analisi classica in cui la variazione sarebbe istantanea. Si generano in questo modo delle forze impulsive che si sommano alle forze di inerzia:

$$F = ma$$

$$da = Jdt$$

$$\frac{F_{imp}}{m} = \int_{t_0}^{t_1} Jdt$$

Le forze impulsive hanno durata breve e picchi energetici elevati e possono generare dissesti nelle strutture al pari di quelle inerziali. Dovrebbero quindi essere inserite nella modellazione di strutture in muratura.

²⁹ ROMEO, BROWN 2006

³⁰ MARIANI, PUGI 2020

La nuova teoria geofisica afferma che, quando avviene una frattura della crosta terrestre dovuta ai moti reciproci delle placche descritti dalla tettonica terrestre, le particelle prima vincolate iniziano a vibrare, creando un'onda di tipo meccanico che tende a propagarsi nel mezzo continuo in modo disomogeneo. Questo è dovuto ai differenti moduli elastici dei materiali che compongono la parte superficiale della Terra. È interessante notare come la teoria dell'elasticità sia confluita anche nei modelli di interpretazione della geofisica, utilizzando nozioni provenienti, come suggerisce Mallet, dal mondo dell'ingegneria e dell'architettura³¹. Infatti, è stata proprio l'evoluzione della scienza dei materiali a permettere la corretta misurazione dei loro moduli elastici: a quel punto apparve chiaro che il regime tensionale a cui erano sottoposti gli edifici in regime elastico con molta probabilità interessava anche la crosta terrestre. La differenza era di tipo geometrico, come illustrato nella pubblicazione di Mallet, dove si parla di un piano neutro (luogo dei punti in cui la sollecitazione si annulla), che viene a formarsi nei punti in cui le faglie entrano in contatto. L'approccio qui adottato appare essenzialmente moderno in quanto, con gli studi sulla sismologia, ci si stava avvicinando alla lettura degli effetti dei terremoti sul costruito. A questo punto era necessario capire come registrare tali effetti.

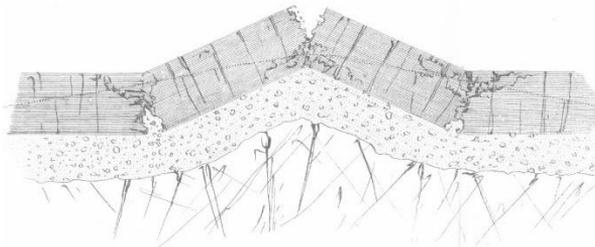


Fig. 16 - Meccanismo di frattura della crosta terrestre descritto da Mallet (MALLET 1846, p. 72)

La prima scala storica che descrive in modo qualitativo gli effetti del sisma sul costruito è, come già accennato, la scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), che classifica il fenomeno in gradi di intensità. Le corrispondenze adottate sono le seguenti:

I grado: impercettibile, rilevato soltanto da sismografi. **II grado:** molto leggero, sentito soltanto da persone estremamente sensibili o nervose, in perfetta quiete e quasi sempre nei piani superiori dei caseggiati. **III grado:** moderato, anche in zone densamente abitate viene percepito come terremoto soltanto da una piccola parte degli abitanti nell'interno delle case, analogamente al passaggio di un pesante mezzo. Da alcuni viene riconosciuto

³¹ MALLET 1846

come terremoto soltanto dopo averne parlato con altri. **IV grado:** moderato, all'aperto il terremoto è percepito da pochi. Nelle case è notato da numerose persone ma non da tutti, a seguito del tremolio o di oscillazioni leggere di mobili. Cristalleria e vasellame, posti a breve distanza, urtano come al passaggio di un pesante autocarro su strada dissestata. Le finestre tintinnano; porte, travi e assi in legno scricchiolano; cricchiano i soffitti. In recipienti aperti, i liquidi vengono leggermente mossi. Si ha la sensazione che in casa si sia rovesciato un oggetto pesante; si oscilla con tutta la sedia o il letto come su una barca. In generale questi movimenti non provocano paura a meno che le persone non si siano innervosite o spaventate a causa di terremoti precedenti. In rari casi i dormienti si svegliano. **V grado:** abbastanza forte, nel pieno delle attività giornaliere, il sisma viene percepito da numerose persone nelle strade e, se sensibili, anche in campo aperto. In casa si avverte in seguito allo scuotere dell'intero edificio. Piante e piccoli rami di cespugli ed alberi si muovono con evidenza, come se esposte a vento moderato. Oggetti pendenti come lampade, tendaggi, lampadari non troppo pesanti entrano in oscillazione, campanelle suonano. Gli orologi a pendolo si fermano od oscillano con maggior periodo, a seconda della direzione della scossa, se perpendicolare o normale al moto di oscillazione. A volte orologi a pendolo fermi riprendono il movimento. La luce elettrica guizza o viene a mancare in seguito a movimenti della linea. I quadri urtano, battono contro le pareti oppure si spostano; da recipienti colmi e aperti vengono versate piccole quantità di liquido; ninnoli e oggetti del genere possono cadere come pure gli oggetti addossati alle pareti; arredi leggeri possono essere spostati di poco; mobili rintronano; porte ed imposte sbattono; vetri delle finestre si infrangono. Quasi tutti i dormienti si svegliano. Piccoli gruppi di persone fuggono all'aperto. **VI grado:** forte, il terremoto viene notato da tutti con paura, molti fuggono all'aperto, alcuni hanno la sensazione d'instabilità. I liquidi si muovono fortemente; quadri, libri e simili cadono dalle pareti e dagli scaffali; porcellane si frantumano; suppellettili assai stabili, e perfino pezzi d'arredo, vengono spostati se non rovesciati; piccole campane, in cappelle e chiese, e orologi di campanili battono. Case isolate solidamente costruite subiscono danni leggeri, spaccature all'intonaco, caduta del rinzafo di soffitti e di pareti. Danni più forti, ma non ancora pericolosi, si hanno sugli edifici mal costruiti. Qualche tegola e pietra di camino cade. **VII grado:** molto forte, notevoli danni vengono provocati ad oggetti di arredamento anche di grande peso. Grandi campane rintoccano. Corsi d'acqua, stagni e laghi si agitano e s'intorbidiscono a causa della melma mossa. Qua e là, parte delle sponde di sabbia e ghiaia scivolano via. Varia la portata delle sorgenti. Molti edifici costruiti solidamente subiscono danni moderati, come piccole spaccature nei muri, caduta di toppe piuttosto grandi dell'incalcinatura e dello stucco, a volte anche di mattoni. Caduta generale di tegole. Molti fumaioli vengono lesi da incrinature. Camini già danneggiati si rovesciano sopra il tetto provocando danni. Da torri e costruzioni alte cadono decorazioni mal fissate. Quando la casa è a pareti intelaiate, i danni all'incalcinatura e all'intelaiatura sono più gravi. In casi isolati, case mal costruite

oppure riadattate vengono distrutte. **VIII grado:** rovinoso, interi rami d'albero si fendono e perfino si staccano. Anche i mobili più pesanti vengono spostati di molto e a volte rovesciati. Statue e monumenti in chiese, in cimiteri e parchi pubblici, ruotano sul proprio piedistallo oppure si rovesciano. Solidi muri di cinta in pietra si rompono e crollano. Circa un quarto delle case è gravemente leso, alcune crollano, molte sono rese inabitabili. Negli edifici intelaiati cade gran parte della tamponatura. Case in legno vengono schiacciate o rovesciate. Spesso campanili di chiese e di fabbriche con la loro caduta causano danni più gravi di quanto non avrebbe fatto da solo il terremoto. In pendii e terreni acquitrinosi si formano crepe. In terreni bagnati si ha l'espulsione di sabbia e di melma. **IX grado:** distruttivo, circa la metà di case in pietra sono distrutte; la maggior parte diviene inabitabile. Le case a traliccio sono divelte dalle fondamenta. **X grado:** gravemente distruttivo, con crollo di circa 3/4 degli edifici. Perfino costruzioni solide in legno e ponti subiscono gravi lesioni, alcuni vengono distrutti. Argini e dighe sono danneggiati notevolmente, i binari leggermente piegati e le tubature (gas, acqua e scarichi) vengono troncate, rotte o schiacciate. Nelle strade lastricate e asfaltate si formano crepe e, per pressione, sporgono larghe pieghe ondose. In terreni meno densi e più umidi si creano spaccature fino alla larghezza di più decimetri; parallelamente ai corsi d'acqua, compaiono spaccature fino a un metro di larghezza. Zolle di terreno scivolano dai pendii e interi macigni rotolano a valle. Grossi massi si staccano dagli argini dei fiumi e da coste scoscese; riviere basse subiscono spostamenti di masse sabbiose e fangose, causando la variazione del livello del terreno. Le sorgenti subiscono frequenti cambiamenti di livello dell'acqua mentre in fiumi, canali e laghi si crea un forte moto ondosio. **XI grado:** catastrofico, crollo di tutti gli edifici in muratura, resistono soltanto le capanne di legno e le costruzioni ad incastro, particolarmente elastiche. Anche i ponti più sicuri crollano a causa della caduta dei pilastri in pietra o del cedimento di quelli in ferro. I binari si piegano fortemente e si spezzano. Tubature interrato vengono spaccate e rese irrecuperabili. Nel terreno si manifestano vari mutamenti di notevole estensione. A seconda della natura del suolo, si aprono grandi crepe e spaccature; soprattutto in terreni morbidi e acquitrinosi il dissesto è considerevole sia orizzontalmente che verticalmente. Ne segue il trabocco di sabbia e melma con diverse manifestazioni. Sono frequenti lo sfaldamento di terreni e la caduta di massi. **XII grado:** catastrofico, non regge alcuna opera dell'uomo. Lo sconvolgimento del paesaggio assume aspetti grandiosi. Corsi d'acqua sia superficiali che sotterranei subiscono mutamenti vari, si formano cascate, scompaiono laghi, fiumi deviano dal loro corso”³².

Questa catalogazione degli eventi sismici a seconda dei loro effetti sul costruito rende difficoltosa la comparazione con terremoti moderni, poiché mancano parametri oggettivi

³² SIEBERG 1930

di confronto diretto, se non di tipo geomorfologico come la posizione e la forma geometrica della faglia. Oggi, attraverso la definizione di momento sismico e della sua corrispondente magnitudo, è possibile classificare in modo oggettivo il fenomeno tellurico e, di conseguenza, ottenere un metodo di calcolo applicabile alle strutture generato dalla equazione:

$$M_w = \frac{2}{3} \log_{10}(M_0) - 6$$

$$M_0 = \mu S(u)$$

dove M_w è la magnitudo del momento sismico, M_0 è il momento sismico, μ corrisponde al modulo di taglio della crosta terrestre e $S(u)$ l'area di rottura lungo la faglia.

Scopo della ricerca è dimostrare come alcune tecniche tradizionali di consolidamento, rinnovate alla luce delle nuove conoscenze nell'ambito della meccanica delle murature, possano funzionare con grande efficacia in fase dinamica. È possibile confrontare le caratteristiche dei terremoti di fine Ottocento e di inizio Novecento con le attuali, considerando che dal punto di vista geomeccanico e geometrico le faglie analizzate sono rimaste pressoché invariate. Inoltre, poiché la magnitudo è basata sulla relazione sopra riportata, si possono comparare eventi sismici simili, derivanti da ipocentri pressoché coincidenti, anche a distanza di secoli.

2.5. La manualistica a cavallo del secolo e gli interventi sugli elementi costruttivi

La trattatistica pubblicata fra XIX e XX secolo in merito alle tecniche di consolidamento rappresenta la sintesi della nuova cultura politecnica che si stava diffondendo in Europa. Essa riporta le ultime scoperte in ambito scientifico e tecnologico condensando il sapere della disciplina, 'asciugata' dalla complessità analitica, così da renderla fruibile per la maggior parte dei professionisti nel settore delle costruzioni. In altri termini, è una sorta di interfaccia diretta fra il mondo accademico e quello professionale.

Nel periodo considerato si ritracciano diverse traduzioni italiane di testi di riferimento europei; fra queste particolare rilievo assume l'edizione italiana del *Trattato generale di costruzioni civili* di Gustav Adolf Breymann. Nella prima parte di questa opera sono illustrate le procedure di dimensionamento di strutture murarie facendo continuo riferimento alla 'regola dell'arte' descritta da Rondelet e introducendo in parallelo la nuova teoria tensionale elastica elaborata nell'Ottocento. Di particolare interesse è lo studio dedicato alle strutture ad arco, considerate come elementi discreti, in quanto composte da diversi conci in muratura il cui equilibrio finale dipende dalla costruzione del "poligono funicolare", ovvero la costruzione grafica che consente di rappresentare le successive risultanti di un sistema di forze complanari. Sulla base di queste considerazioni, era possibile determinare l'entità delle tensioni all'interno della struttura e la posizione della risultante delle forze che si concentravano all'altezza delle reni dell'arco, la parte più sollecitata. Ciò permetteva un controllo della struttura fino a quel momento mai raggiunto e la possibilità di verificare la sicurezza dell'arco studiando l'andamento delle tensioni al suo interno. Diventava così possibile anche il confronto di tali valori con quelli di resistenza caratteristica a rottura dei materiali con cui era costruito. L'analisi della posizione della risultante delle tensioni all'interno della sezione resistente della struttura apriva poi la strada a nuovi metodi di consolidamento che prescindevano dall'introduzione di tiranti metallici a vista. A questo proposito si legge, nel testo di Breymann, una nota di Gustavo Giovannoni: "Quando invece la curva delle pressioni esce dal terzo medio (od anche interseca la linea dell'intradosso o dell'estradosso), allora il rimedio per rendere statica la volta consiste nel rinfiancare o sovraccaricare le volte in punti determinati quando non si voglia o non si possa mettere in opera armature metalliche sussidiarie così da modificare la curva delle pressioni sino a ridurla a passare entro il terzo medio".³³

³³ BREYMANN 1926, p. 193

Naturalmente, oggi sappiamo che l’inserimento di ulteriori masse all’interno del sistema strutturale è in realtà controproducente, poiché genera un aumento delle forze inerziali in presenza dell’accelerazione sismica; è quindi preferibile l’inserimento di un tirante posto alle reni della volta.

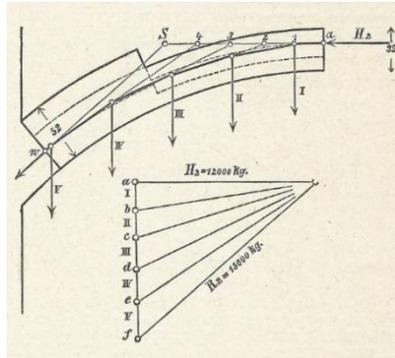


Fig. 17 - Rappresentazione della curva delle pressioni, considerando minima la spinta orizzontale dell’arco (BREYMANN 1926, p. 192)

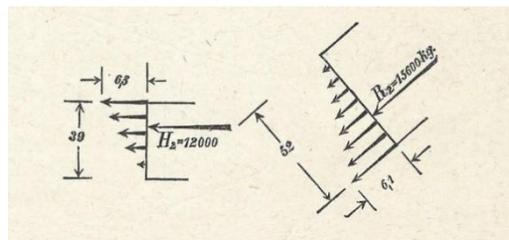


Fig. 18 - Verifica dell’arco tramite il metodo delle tensioni ammissibili (*Ibidem*)

La verifica della sezione reagente attraverso l’analisi tensionale viene estesa anche al caso delle murature portanti compresse e pressoinflesse, con il limite che lo stesso trattato illustra: “Nelle ordinarie costruzioni, tuttavia, la calcolazione delle grossezze dei muri sotto il punto di vista della resistenza alla pressione si rende ben di rado necessaria: poiché le dimensioni che praticamente si stabiliscono tenendo conto dei molteplici altri fattori sono per lo più così considerevoli, che si è ben lungi dall’utilizzare tutta la resistenza a pressione del materiale”³⁴.

È necessario sottolineare come, giunti a questo punto nell’evoluzione teorica della disciplina, appare essenzialmente mutato il modo di porsi nei confronti del dimensionamento degli interventi di consolidamento. Tra l’Ottocento e il Novecento si è in grado, oltre che di valutare la spinta di un arco, di determinare a priori il profilo di un

³⁴ Ivi, p. 75

tirante posizionato alle sue reni, con la consapevolezza che l'elemento entra in trazione e sviluppa al suo interno delle tensioni pari alla forza sulla superficie della sezione reagente.

Breymann, inoltre, introduce una riflessione riguardo il limite del metodo delle tensioni ammissibili su un elemento verticale in muratura, intuendo l'esistenza di ulteriori condizioni al contorno, che ne possono pregiudicare la stabilità: "Come si è detto dunque non è possibile a tutte queste cause molteplici attribuire dei coefficienti adeguati e determinare con essi razionalmente le dimensioni dei muri. Di esse invece converrà, caso per caso, a seconda della loro varia importanza, tener conto empiricamente. Ed è con lo stesso criterio dell'esame delle singole speciali circostanze che vanno applicate anche le varie formole pratiche basate sull'esperienza di numerosissimi edifici. L'importanza grande tra queste hanno tuttora le formole stabilite nel secolo scorso dal Rondelet; e l'hanno particolarmente perché su esse sono ancora basate le prescrizioni relative appunto agli spessori minimi dai muri della maggior parte dei Regolamenti Edilizi"³⁵.

Breymann, riferendosi al Rondelet, indica le seguenti relazioni empiriche per il dimensionamento di muri in laterizio:

$$l : x = ac : dc$$

$$ac = \sqrt{l^2 + h^2}$$

$$dc = \frac{1}{n}h$$

$$\frac{1}{n} = \frac{1}{8}; \frac{1}{10}; \frac{1}{12}$$

dove il rapporto $1/n$ indica il grado di stabilità che si vuole conferire all'elemento strutturale.

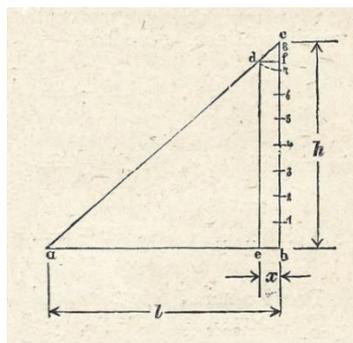


Fig. 19 - Dimensionamento del muro portante secondo gli studi di Rondelet riportati nel trattato di Breymann (BREYMANN 1926, p. 81)

³⁵ Ivi, p. 81

La tecnologia del cemento armato ha modificato il modo di progettare e realizzare i solai. Si preferisce, come suggerito dalle norme, sostituire gli orizzontamenti voltati, e quindi spingenti, con elementi più rigidi in conglomerato cementizio e tavelle. Su questo aspetto, Giovannoni osserva: “L’applicazione di questi solai va largamente diffondendosi per i notevoli vantaggi di economia e di resistenza e fu possibile in seguito a studi recenti ed esperienze sulla lastra che diedero metodi approssimativi e rapidi per il calcolo. Si è potuto realizzare forti portate con notevoli carichi, ed i risultati sono stati brillantemente comprovati dai collaudi”³⁶.

Si intuisce che, sperimentate e collaudate le caratteristiche dei materiali moderni, sostituire solai ammalorati con solette in cemento armato per cercare di aumentare il grado di sicurezza dell’edificio stava diventando una prassi piuttosto comune, accolta con entusiasmo dai tecnici, sottovalutando però tutte le conseguenze derivanti dall’aumento dei carichi e dell’aumento locale di rigidità nel piano.

Contemporaneamente alla prima stesura del trattato di Breymann in lingua originale, si forma un ulteriore filone di ricerca sulla teoria delle strutture voltate, considerate in questo caso come elementi continui, completamente elastici e isotropi. Tale interesse scientifico nasce dalla progettazione di infrastrutture in acciaio e calcestruzzo armato, e porta a introdurre nel calcolo l’uso delle equazioni di congruenza. Queste, assieme a quelle di equilibrio, permettono di ottenere le reazioni vincolari iperstatiche delle strutture.

Un volume pubblicato da Emil Winkler nel 1858³⁷ segna il passaggio tra la teoria discreta dell’arco in conci di muratura a quella della struttura continua elastica. Viene qui infatti proposto un nuovo modo di tracciare analiticamente la curva delle pressioni di un arco: la struttura è analizzata come iperstatica e, attraverso gli assunti dell’energia potenziale elastica, viene formulato il seguente teorema: “Tra tutte le curve di pressione che si possono costruire per i carichi agenti, quella vera è tale da discostarsi il meno possibile in media dalla linea d’asse dell’arco”³⁸.

In Italia, pochi anni più tardi, le ricerche in ambito geofisico e sismologico portano alla stesura di alcuni trattati sulle costruzioni finalizzati a illustrare le modalità di danneggiamento e di formazione delle lesioni in edifici colpiti dai terremoti ai professionisti attivi nel settore. Viene approfondito lo studio delle componenti del moto sismico in direzione orizzontale e verticale e dei loro effetti sulle strutture. In questo ambito, il *Trattato di costruzioni antisismiche* di Francesco Masciari-Genoese illustra i procedimenti di calcolo idonei a considerare le accelerazioni e le conseguenti forze agenti

³⁶ Ivi, p. 281

³⁷ WINKLER 1858, pp. 232-246

³⁸ BENVENUTO 1981, p. 392

sugli edifici, mostrando chiari riferimenti allo stato della ricerca del periodo: “Si sono pure visti scienziati attribuire ad effetti della componente verticale di una scossa tutte le spaccature in senso orizzontale, che si riscontrano negli edifici; si è annunziato di certe cupole di chiese spaccate orizzontalmente e spostate di qualche centimetro, senza considerare che il taglio orizzontale dev’essere stato effetto di scossa orizzontale, quando, per altro grado di violenza, l’inerte e pesante massa superiore è stata cimentata a scorrere sulla porzione inferiore”³⁹.

L’idea della combinazione degli effetti tra componenti del sisma verticale e orizzontale rappresenta un livello della teoria strutturale particolarmente avanzato; così come considerare il fatto che la muratura possa comprimersi e decomprimersi mentre è sollecitata da sforzi di taglio. Da qui proviene la prescrizione, di straordinaria contemporaneità, di mettere in opera tiranti in metallo anche verticali oltre che orizzontali, peringere completamente la struttura in muratura.

Vengono anche introdotte alcune relazioni empiriche sulla valutazione dell’accelerazione sismica verticale che, generando una forza inerziale equivalente, può essere utilizzata per dimensionare le strutture verticali dell’edificio:

$$a = \frac{T^2 A'}{4\pi^2}$$

Con A' accelerazione massima al suolo e T periodo intero dell’oscillazione. La relazione qui illustrata considera la durata del sisma, correlandola all’aumento di accelerazione impressa all’edificio. Sicuramente, legare il calcolo di un’accelerazione (a) alla dimensione del tempo al quadrato e a un’ulteriore accelerazione (A') conduce a un’equazione con incongruenze dal punto di vista dimensionale, ma, senza dubbio, l’intuizione del fatto che la forza applicata all’edificio sia legata alla durata dell’evento sismico e al conseguente accumulo di energia è espressione di un approccio culturale moderno.

L’utilizzo della formula proposta presuppone la conoscenza della cosiddetta ‘accelerazione a terra’ caratteristica del sisma. Diversi studi si sono indirizzati verso la comprensione dei livelli energetici dei terremoti; fra essi ve ne sono alcuni, condotti da ricercatori giapponesi, che hanno prodotto una classificazione del fenomeno sismico sulla base dell’accelerazione a esso associata, comprensiva di una correlazione con i livelli d’intensità delle scale di valutazione ‘classiche’. Riportiamo come esempio la scala denominata ‘Omori’⁴⁰:

³⁹ MASCIARI-GENOESE 1915, p. 949

⁴⁰ TERTULLIANI 2019

| Scala Omori | Scala De Rossi-Forel | | Accelerazione massima |
|--------------------|-----------------------------|--|------------------------------|
| I gradi | VI - VII grado | | 300 mm/s ² |
| II grado | | | 900 mm/s ² |
| III grado | VIII grado | | 1200 mm/s ² |
| IV grado | XI grado | | 2000 mm/s ² |
| V grado | X grado | | 2500 mm/s ² |
| VI grado | | | 4000 mm/s ² |
| VII grado | | | > 4000 mm/s ² |

Si giunge a tale stato dell'arte dopo una completa analisi geofisica del fenomeno sismico, posta a introduzione del trattato del Masciari-Genoese. Questo riporta i contributi di autorevoli studiosi dell'Ottocento: "Wertheim ha dimostrato che una scossa meccanica qualunque prodotta in un corpo elastico (come sarebbero le rocce dure, mentre inelastiche sarebbero quelle tenere e molli), dà luogo ad onde longitudinali e ad onde trasversali, che si propagano ciascuna con velocità differenti, cioè la prima doppia della seconda"⁴¹. Inoltre, illustra il meccanismo di amplificazione locale delle onde sismiche, rispetto alle diverse caratteristiche geomorfologiche e meccaniche degli strati attraversati: "Attraverso strati potenti e bene incassati di alluvioni e materie sciolte, la commozione si propaga altrettanto difficilmente quanto le vibrazioni del suono attraverso la segatura di legno. Al contrario un debole strato di materie sciolte, non contenuto da tutti i lati, che riposi sopra una roccia compatta, entra in moto come della sabbia su d'una lastra vibrante: gli strati superficiali essendo relativamente più liberi, si muovono di moto più intenso di quelli più profondi"⁴².

Nel trattato vi sono diverse indicazioni sull'ottimizzazione degli interventi classici di consolidamento, come l'utilizzo di un singolo paletto metallico per tiranti posti in asse ad altezze diverse. Questo permette di rendere solidale un sistema e ridurre gli spostamenti differenziali: "Per ottenere maggiore efficacia è opportuno unire il capochiave del pianterreno con quello sottostante al tetto, mediante un unico e lungo bolzone"⁴³.

S'intuisce che il funzionamento delle strutture isostatiche in muratura e pietra si differenzia profondamente da quelle iperstatiche introdotte con i nuovi materiali della rivoluzione industriale. Grazie ai progressi della Scienza delle Costruzioni, l'Autore giunge a comprendere che un eccesso di vincoli all'interno della struttura genera tensioni proporzionali alle caratteristiche delle sollecitazioni e che tali tensioni si formano per

⁴¹ MASCIARI-GENOESE 1915, p. 53

⁴² Ivi, p. 57

⁴³ Ivi, p. 636

impedire dilatazioni degli elementi costituenti l'edificio. Scrive in merito: “Se le fessure hanno reso ai pilastri murari quella indipendenza e naturale flessibilità che loro si era negato nel costruirli, e che avrebbe loro diminuito in certa misura lo sforzo al quale furono cementati, d'altra parte essi erano divenuti anche più docilmente reagenti alla forza demolitrice del sisma”⁴⁴.

L'Autore sostiene che elementi pensati per resistere a semplice compressione dovrebbero essere vincolati alla struttura in modo tale che quest'ultima non generi al loro interno sforzi flessionali. Sarebbe di conseguenza utile effettuare alcune disconnessioni del momento flettente e torcente alla base e in sommità delle colonne, tramite l'introduzione di cerniere interne.

Il trattato di Masciari-Genoese si conclude accennando al concetto di monitoraggio strutturale, che permette di rilevare le dinamiche dell'evoluzione del quadro fessurativo: “Per conoscere se le parti staccate continuano ad allontanarsi e ad essere in moto, per cause diverse dai sismi, si usa applicare attraverso le fessure dei tasselli di cemento o gesso, con l'indicazione della data, i quali son detti biffe, testimoni, spie, punti di osservazione”⁴⁵. Su questo espediente si fonda la pratica moderna dell'osservazione nel tempo del dissesto: si potrà quindi decidere se intervenire sulla struttura in base alla valutazione dello stato di avanzamento dello stesso. Disponiamo oggi di fessurimetri analogici e digitali che, nonostante la maggiore precisione, si avvalgono del medesimo principio.

⁴⁴ Ivi, p. 952

⁴⁵ Ivi, p. 947

3. Istituzioni e normative tra fine del XIX e inizio del XX secolo

3.1. La nascita delle norme di tutela e la trasformazione dell'assetto istituzionale del periodo

I governi indipendenti che nel decennio 1859-1871 comporranno l'Italia, verranno man mano annessi allo Stato piemontese non senza difficoltà. Ognuno di essi risentiva infatti di condizionamenti diversi a seconda dello Stato estero cui era legato, e aveva nel tempo sviluppato una più o meno acuta sensibilità e attenzione rispetto alla tutela dei beni culturali. Il nuovo Stato unitario, che aveva ereditato le istituzioni del Regno di Sardegna e ancora non offriva leggi adeguate di tutela, avrebbe dovuto costituire il suo nuovo corpus normativo attingendo ai validi provvedimenti emanati dagli Stati preunitari. Considerata la velocità della convergenza di tante realtà da lunghissimo tempo separate, fu inevitabile l'emersione di enormi problemi sociali, economici e giuridici.

Lo Statuto albertino, costituzione del Regno di Sardegna, viene applicato al territorio unificato come legge fondamentale dello Stato nel marzo 1861⁴⁶. Concesso nel 1848 dal re Carlo Alberto, era improntato all'ideologia liberale, derivante dai principi dell'Illuminismo, e concepiva lo Stato come sistema politico-giuridico la cui autorità doveva esclusivamente salvaguardare le libertà e i diritti dei singoli cittadini. Nel sistema era implicito un conflitto tra pubblico e privato perché lo Stato poneva di fatto dei limiti al proprio potere a vantaggio dei singoli amministrati⁴⁷. I diritti fondamentali da esso garantiti sono la libertà economica (libero scambio) e il diritto alla proprietà privata, ritenuta intoccabile. L'articolo 29 dello Statuto albertino infatti recita: "Tutte le proprietà, senza alcuna eccezione, sono inviolabili". Allo stesso modo, l'articolo 436 del Codice Civile italiano, promulgato il 25 giugno 1865, recita: "La proprietà è il diritto di godere e disporre delle cose nella maniera più assoluta", ponendosi peraltro in continuità con il Codice

⁴⁶ Lo Statuto viene esteso al Regno d'Italia con la legge n. 4671 del 17 marzo 1861 del Regno di Sardegna "Proclamazione del Regno d'Italia"

⁴⁷ Fondamentalmente questo tipo di governo era nato come ideale contrapposto ai governi assolutistici presenti in Europa nel 1700 dopo la Rivoluzione americana, quando cominciarono a diffondersi le idee illuministe

napoleonico e ancor prima con la *Dichiarazione dei diritti dell'uomo e del cittadino* del 1789.

Questo orientamento della nuova legislazione inciderà significativamente sulla tutela dei beni perché il diritto alla proprietà individuale, assunto in senso stretto, ostacolava i diritti a godere di quei beni da parte della collettività: “Un diritto di proprietà declinato in termini di intangibilità non può che mostrarsi insofferente alle limitazioni di diritto pubblico. Delle quali però l'azione di tutela dei beni culturali - che, come anticipato, assai spesso si compendia proprio in un regime vincolistico della proprietà (si pensi alla limitazione della circolazione e alla responsabilità del proprietario del bene per il degrado dello stesso) - non può fare a meno. [...] Tra le vittime illustri di questo approccio ideologico diretto a ridurre, quando non a cancellare i limiti vincolistici al principio del libero scambio, va annoverato anche l'istituto del fedecommesso, che tanta parte aveva avuto nel mantenere intatte, soprattutto nell'ordinamento pontificio, raccolte d'arte e collezioni”⁴⁸.

I danni arrecati ai beni culturali da tale inflessibilità diventeranno ben presto evidenti a causa dell'incontenibile fuoriuscita di beni mobili, che gli Stati preunitari avevano, anche tra molte difficoltà, tenuto a freno dandosi una robusta legislazione in materia. I rimedi saranno per almeno quattro decenni inadeguati e incoerenti, oltre che limitati a specifici complessi architettonici o aree archeologiche, senza raggiungere una sintesi efficace a causa del conflitto fra interessi pubblici e privati. Infatti, qualsiasi intervento teso a evitare la dispersione di beni privati non poteva che essere “occasionale e circoscritto perché avvertito in contrasto con la generale libertà di commercio di beni privati sancita dal codice stesso come *idem sentire dell'élite al potere*”⁴⁹.

L'urgenza di risanare città e comuni promosse la legge del 15 gennaio 1865 n. 2359 “Disciplina delle espropriazioni forzate per pubblica utilità”. Il provvedimento rimase sostanzialmente inattuato, ma costituì un importante precedente: per la prima volta veniva messo in discussione l'assolutezza del diritto alla proprietà privata. La legge prevedeva il risanamento di zone cittadine tramite demolizioni e ricostruzioni, facendo leva su esigenze di tipo sanitario. Un'operazione dunque necessaria per raggiungere un fine sociale, di pubblica utilità. Essa introdusse i Piani Regolatori Edilizi e i Piani di Ampliamento, in base ai quali i comuni interessati potevano far valere il diritto di esproprio degli edifici diroccati, malsani o comunque compromessi, per restituire alle città spazi decorosi e salubri. Il calcolo dell'indennità di esproprio nella norma è molto dettagliato e si basa sul valore di mercato. Importanti interventi urbanistici saranno

⁴⁸ MABELLINI 2016, p. 11. L'autrice si riferisce agli articoli 24 e 25 del codice civile del 1865, che sancivano l'abrogazione di fedecommessi e maggiorascati

⁴⁹ Enciclopedia Treccani, voce “Beni culturali, disciplina pubblicistica”, di Angelo Lalli, Istituto dell'Enciclopedia Italiana, Roma 2015

invece attuati con la legge n. 2892 del 1885 “Per il risanamento della città di Napoli”, emanata per far fronte alla grave epidemia di colera scoppiata nel 1884. Il sovraffollamento della città e degli immobili era stato individuato tra le cause della malattia e l'intervento fu drastico, comportando la demolizione anche di pregevoli palazzi storici. Questa legge introdusse un più accurato calcolo dell'indennità di esproprio, che considerava non solo il valore di mercato degli immobili, ma anche il loro fattore di rendita.

Si realizzava in tal modo un nuovo compromesso tra interesse pubblico e privato, obiettivo perseguito ancora in seguito dalla tutela. La Carta di Atene del 1931 ribadisce che: “La Conferenza ha inteso la esposizione delle legislazioni aventi per scopo nelle differenti nazioni la protezione dei monumenti d'interesse storico, artistico o scientifico; ed ha unanimemente approvato la tendenza generale che consacra in questa maniera un diritto della collettività di contro all'interesse privato. Essa ha constatato come la differenza di queste legislazioni provenga dalla difficoltà di conciliare il diritto pubblico col diritto dei particolari; ed in conseguenza, pur approvandone la tendenza generale, stimano che debba essere appropriata alle circostanze locali ed allo stato dell'opinione pubblica, in modo da incontrare le minori opposizioni possibili e di tener conto dei sacrifici che i proprietari subiscono nell'interesse generale. Essa emette il voto che in ogni Stato la pubblica autorità sia investita del potere di prendere misure conservative nei casi d'urgenza. Essa augura infine che l'Ufficio internazionale dei musei pubblici tenga a giorno una raccolta ed un elenco comparato delle legislazioni vigenti nei differenti Stati su questo oggetto”⁵⁰.

Tra gli Stati preunitari, lo Stato Pontificio possedeva la maggiore quantità di beni in rapporto al territorio e la legislazione di tutela più avanzata. A poco più di otto mesi di distanza dalla sua annessione al Regno d'Italia, non casualmente, è promulgata la legge n. 286 del 28 giugno 1871⁵¹ il cui articolo 5 esplicita che: “finché non sia provveduto con legge generale continueranno ad avere vigore le leggi e i regolamenti speciali attinenti alla conservazione dei monumenti e degli oggetti d'arte”. Con questo articolo, il Parlamento ribadisce la validità, fino ad allora solo sottintesa, delle normative di tutela dei beni adottate dagli Stati preunitari, all'interno del loro precedente confine. Tale provvedimento costituiva il tentativo di tamponare la perdita di beni mobili in atto in tutto il territorio, dovuta all'assenza di valide norme di tutela nella legislazione ereditata dallo Stato piemontese.

⁵⁰ International Museums Office, *Carta del restauro di Atene*, Capo III, Atene 1931

⁵¹ G. U. n. 174 del 28 giugno 1871

La raccolta di leggi degli Stati preunitari del 1881 di autore anonimo⁵², che Raffaele Bifulco riporta in un suo articolo⁵³, vengono elencate, per ogni Stato, le più importanti leggi emanate a partire dal XVI secolo. A fronte delle circa venti citate per gli altri Stati, una unica legge compare per il Regno di Sardegna: “Province Piemontesi: 1823 Novembre 24 – Regio Brevetto con cui è creata una Giunta d’antichità e belle arti”⁵⁴, limitazione sempre dovuta al rispetto della proprietà privata: “Si può parlare di una reale volontà a proporre e a rendere operante, con precise indicazioni, una tutela archeologica della zona piemontese solamente con la creazione della Giunta di Antichità e Belle Arti, avvenuta nel 1832. Una volontà, tuttavia, complessa da esprimere. Nel progetto per la formulazione del Regio Brevetto costituente la Giunta, viene preso in considerazione un punto essenziale per una seria legislazione di tutela: quello del censimento degli oggetti aventi un valore storico ed artistico. Per conseguire tale scopo si rendeva necessario indurre privati ed organizzazioni, sia religiose che laiche, a comunicare in un giro assai breve di tempo alla Segreteria di Stato quanto era da loro posseduto. Inoltre, in fase di progettazione si pensava di stabilire un controllo statale su ogni tipo di scavo e su quanto reperito; compresi ovviamente gli scavi condotti in terreni di proprietà privata. Simili proposte urtarono sicuramente contro ostacoli ideologici, infatti vennero accantonate, poiché ritenute compromettenti per il diritto di proprietà”⁵⁵.

Questo problema emerge in particolare a Roma, dove, a soli due mesi dall’entrata in vigore nello Stato pontificio del codice civile italiano del 1865 (che agli articoli 24 e 25 abroga i fedecommissi e i maggiorascati) il parlamento ne modifica l’applicazione nel solo Lazio emanando le “Rettificazioni alle disposizioni transitorie per l’attuazione del Codice civile nella provincia Romana, pubblicate con Regio Decreto 30 novembre 1870, n. 6030”. Qualche mese dopo, esce la legge n. 286 del 28 giugno 1871 che, all’articolo 4, “proibisce di alienare e dividere le gallerie, biblioteche e altre collezioni di arte e di antichità”. In pratica, le collezioni exfedecommissarie, rimaste integre ed *in situ* proprio in virtù di questo “antiquato”⁵⁶ istituto, diventano nuovamente inalienabili e vincolate al territorio romano⁵⁷.

⁵² ANONIMO 1881

⁵³ BIFULCO 2004

⁵⁴ *Ibidem*. La legge è in realtà del 1832

⁵⁵ AA.VV. 1984, p. 8

⁵⁶ Ritenuta dai Piemontesi un’eredità feudale che si contrapponeva al principio del libero mercato, fu abolita su tutti i territori. Ciò mise ancor di più a rischio i beni in possesso dei privati, che da quel momento furono liberi di farne oggetto di compravendita.

⁵⁷ Per impedire la vendita delle collezioni d’arte private, questo istituto prevede che l’erede del bene non solo ha l’obbligo di conservarlo integralmente, ma non può designare a sua volta un erede, essendo persona già prevista nel testamento.

A partire dalle annessioni del 1859, il nuovo Stato si attiva per preparare i nuovi territori all'accorpamento al Regno d'Italia, nominando per ogni regione liberata appositi Regi Commissari Generali Straordinari, la cui nomina, che sarebbe decaduta in pochi mesi, era limitata a questa specifica funzione. Tra i vari compiti che i Commissari devono assolvere figura la protezione dei beni, che assume particolare importanza in quanto, fin dagli albori del Risorgimento, l'unicità del patrimonio italiano era stata indicata come una delle principali ragioni che giustificavano l'unificazione della Penisola.

L'Emilia è la prima regione a dotarsi di un meccanismo di protezione quando Carlo Luigi Farini, Governatore delle provincie emiliane da lui riunite amministrativamente, emette il Decreto Governatoriale dell'11 gennaio 1860, che istituisce una Commissione per la Conservazione dei lavori pregevoli di Belle Arti⁵⁸. Il Decreto dà alla Commissione il compito di tutelare i monumenti e gli oggetti d'arte nazionali, impedendone la demolizione o l'alienazione senza consenso. Viene inoltre specificato, per la prima volta, che tale organo deve anche vigilare sui restauri. La grande modernità del Decreto risiede nel proporre incentivi statali per convincere i privati detentori dei beni a mantenere, restaurare o vendere allo Stato gli edifici insistenti sulle loro proprietà. La Commissione è infatti invitata ad "adoperarsi moralmente presso i privati proprietari di edifici monumentali perché fossero convenientemente conservati e restaurati, proponendo al Governo per essi premi, sussidi, onoreficenze e all'uopo anche acquisti"⁵⁹. Giuseppe Fiorelli commenterà che l'innovazione contenuta nel decreto doveva farsi risalire alle mai abrogate norme delle Accademie di Belle Arti e agli editti dello Stato pontificio sugli scavi e le antichità⁶⁰. La Commissione era posta alle dipendenze dirette del Ministero della Pubblica Istruzione. Con Decreto del 10 febbraio 1860, Farini istituisce tre Deputazioni di Storia Patria, a Bologna, Modena e Parma, con il fine di educare e incrementare l'attenzione alla cura degli edifici storici e dei resti archeologici. Nel 1862, il Ministro della Pubblica Istruzione decide di affidare la protezione dei monumenti e il loro eventuale restauro proprio alle Deputazioni di Storia Patria, in virtù della maggiore sensibilità per i monumenti riconosciuta agli storici rispetto alle Accademie di Belle Arti⁶¹.

All'Emilia segue la Toscana che, il 12 marzo 1860, crea una Commissione per la Vigilanza e la Conservazione degli Oggetti d'Arte ad opera di Bettino Ricasoli in qualità di sindaco di Firenze. Le funzioni della Commissione sono di consulenza e sorveglianza per la conservazione degli oggetti d'arte e dei monumenti storici.

⁵⁸ BENCIVENNI *et al.* 1987, parte I, pp. 94-95

⁵⁹ *Ivi*, p. 96 nota n. 16

⁶⁰ *Ibidem*

⁶¹ *Ivi*, p. 100

In Umbria, annessa al Regno d'Italia dal 12 settembre 1860, Gioacchino Napoleone Pepoli ricopre il ruolo di Commissario Generale Straordinario per le Provincie dell'Umbria. Nel suo brevissimo periodo di governo (12 settembre – 30 dicembre 1860) si adopera, tra le altre cose, per la conservazione dei beni artistici: già il 29 settembre istituisce la Commissione artistica principale che dovrà catalogare i beni più rilevanti presenti sul territorio. Così ne esprime la motivazione: “[...] considerando che è decoroso pel Governo averne la debita considerazione col tenerne l’esatto autentico registro. Considerando inoltre che se tali oggetti di Belle Arti non costituiscono sempre una vera proprietà pubblica, importa per altro che sieno conservati alle Città che hanno la sorte di possederli; e il Governo ha dovere di giudicare di quelle ragioni per le quali fossero per essere alienati o altrove collocati”⁶². Interessante notare come la parola “decoroso” spesso si ritrova negli editti papalini per sottolineare non solo il concetto di bellezza ma anche di dignità in relazione agli edifici e all’urbanistica.

La volontà di redigere un inventario dettagliato dei beni contenuti negli edifici pubblici e nelle chiese si rifà chiaramente alla legislazione pontificia e, in particolare, all’Editto del cardinal Pacca, come sottolineato da Giuseppe Fiorelli nella sua Relazione al Ministro della Pubblica Istruzione del 1873. Nella relazione l’archeologo nota anche che l’unica differenza tra l’editto e il decreto consiste nel fatto che: “Secondo le antiche disposizioni il catalogo doveva esser fatto dai rettori o dai capi degli stabilimenti, secondo le disposizioni nuove, invece, questi notamenti li avrebbe dovuti fare la commissione”⁶³.

Le Marche furono ugualmente annesse allo Stato italiano il 12 settembre 1860 e ne divenne Commissario Generale Straordinario il già governatore delle province di Como Lorenzo Valerio⁶⁴. Quest’ultimo con il Decreto n. 311 del 3 novembre 1860, “Considerando che le nobili tradizioni della storia e l’amore e la coltura delle belle arti fanno parte della vita nazionale del popolo italiano”, istituisce una Commissione per la conservazione dei Monumenti storici e letterari. Essendo anche questo, come l’Umbria, un territorio precedentemente governato dallo Stato della Chiesa, il concetto di bene è dilatato a comprendere i libri rari, i manoscritti, le biblioteche e la Commissione viene inoltre investita del compito di inventariare i beni presenti sul territorio. Si trovano tra essi elencati anche i beni dei privati: “La Commissione era chiamata, pur nel rispetto dei diritti di proprietà, alla sorveglianza e alla tutela dei ‘beni figurati’, dei ‘monumenti architettonici’ e delle ‘iscrizioni’, possedute dai Comuni o da privati”⁶⁵.

⁶² Ivi, p. 114, nota 56

⁶³ *Ibidem*

⁶⁴ Torino 1810-Messina 1865, deputato e senatore del Regno promosse la creazione dell’Istituto di Belle Arti delle Marche

⁶⁵ BENCIVENNI *et al.* 1987, parte I, p. 116

Nel Meridione era già stata precedentemente maturata una notevole sensibilità al problema della tutela, specialmente a partire dagli scavi di Ercolano e Pompei, che posero i primi problemi per la gestione dei reperti. Lo Stato borbonico delle due Sicilie si dotò di normative e istituzioni desunte da quelle del confinante Stato pontificio, persino migliorandole. Non si dovette perciò far altro che riconfermare i compiti della già esistente Commissione di Antichità e Belle Arti con Decreto n. 59 del 25 maggio 1860, emesso dal Dittatore Giuseppe Garibaldi. Solo a causa del suo malfunzionamento venne introdotto un nuovo Regolamento con Regio Decreto n. 722 del 3 maggio 1863, valido solo per la regione siciliana, da parte del Ministro Amari⁶⁶. Questo Regolamento investe i Corrispondenti della Commissione di compiti molto precisi e dettagliati: ispezionare almeno due volte l'anno i monumenti loro affidati e farne relazione a Palermo, informare la Commissione di ogni infrazione alle leggi, redigere un inventario in cui ogni oggetto di tutela deve essere minuziosamente descritto. Vengono inoltre reclutati una non precisata quantità di Custodi alle dipendenze della Commissione. Quest'ultima, inoltre, deve "provocare l'azione del Governo per far sospendere, anche nei fondi privati, la demolizione de' monumenti antichi o del Medio Evo ed i restauri e innovazioni contrastanti col carattere degli edifici"⁶⁷. Grazie a questo Regolamento, la Sicilia si ritrovò enormemente avanzata rispetto al resto d'Italia. In quel momento (1863), infatti: "il problema dell'unificazione e della ridefinizione delle norme di legge in materia di tutela artistica era ben lungi dall'essere affrontato"⁶⁸.

Quando i Regi Commissari Straordinari di Umbria e Marche incamerarono i beni di molti ordini religiosi⁶⁹, la loro consistenza era ignota alle stesse autorità. L'importanza di predisporre un inventario per evitare furti venne subito in luce. Con questo fine il Ministro della Pubblica Istruzione Francesco De Sanctis incaricò, il 18 aprile 1861, Giovanni Morelli e Giovanni Battista Cavalcaselle, esperti d'arte e antiquari, di ispezionare sul territorio di entrambe le regioni tutti quei luoghi, religiosi e non, dove erano contenuti opere d'arte ed edifici antichi, comprese ville di privati. Il loro viaggio di ricognizione è descritto nei rispettivi taccuini⁷⁰. Il risultato della campagna di rilievo fu la redazione del *Catalogo delle opere d'arte nelle Marche e nell'Umbria*.

⁶⁶ Regio Decreto n. 722 del 3 maggio 1863, "Regio Decreto che approva il regolamento della Commissione di antichità e belle arti di Palermo"

⁶⁷ Ivi, art. 8

⁶⁸ BENCIVENNI *et al.* 1987, parte I, p. 124

⁶⁹ Tutti gli ordini religiosi non dediti a beneficenza, istruzione o culto (una metà circa degli esistenti) vengono soppressi nello Stato piemontese a partire dal 1850 con le Leggi Siccardi e seguenti, per abolire i privilegi del clero. La soppressione, e relativo incameramento dei beni, viene poi applicata sui territori di volta in volta conquistati

⁷⁰ LEVI *et al.* 1993

A livello degli organi centrali, con il Regio Decreto n. 2440 del 28 marzo 1875 viene creata la Direzione Centrale per i Musei e gli Scavi d'Antichità del Regno, alle dipendenze del Ministero della Pubblica Istruzione. Il Ministro Ruggiero Bonghi vi pone a capo l'archeologo Giuseppe Fiorelli che, già dal 1774, stava raggruppando i provvedimenti legislativi degli Stati preunitari riguardanti la tutela dei beni in una raccolta sistematica⁷¹. Fiorelli aveva chiaro che, non avendo il governo centrale ancora emanato leggi sistematiche per la protezione del patrimonio, ne avrebbe presto avuto bisogno come modelli. Inoltre, e soprattutto, Fiorelli voleva mettere in evidenza la supremazia dell'interesse pubblico che informava le leggi preunitarie di tutela: la sua raccolta di leggi, oltre a quello di raccogliere appunto i provvedimenti esistenti nell'Italia preunitaria in materia di tutela, “aveva comunque un altro scopo: quello di riaffermare il diritto dello Stato di esercitare la propria autorità per la conservazione delle ‘memorie patrie’, in contrapposizione a quanti ritenevano tale diritto un’ingerenza governativa che offendeva il principio della proprietà privata”⁷².

Il principale problema per il governo del Regno era quello di districarsi tra la volontà di evitare la dispersione e la rovina del suo patrimonio culturale e il principio della libertà di godimento della proprietà privata. Infatti, qualsiasi intervento teso ad evitare la dispersione di beni privati non poteva che essere “occasionale e circoscritto perché avvertito in contrasto con la generale libertà di commercio di beni privati sancita dal codice”⁷³ stesso come *idem* sentire dell'élite al potere”⁷⁴.

Un esempio dell'inefficacia di qualsiasi tentativo di porre limiti al diritto di proprietà privata è l'iter del progetto di legge del Ministro dell'Istruzione Cesare Correnti, presentato al senato nel maggio 1872⁷⁵. Già dal 1866, sotto il governo Ricasoli, era stata istituita una commissione parlamentare, presieduta da Giuseppe Fiorelli per preparare una legge di tutela di ampio respiro e valida su tutto il territorio unificato. Il disegno definiva i modi della conservazione e restauro dei monumenti e delle opere d'arte, poneva vincoli al commercio dei beni e agli scavi archeologici ed istituiva le Commissioni Conservatrici. Queste avevano compiti non solo di vigilanza, ma anche esecutivi, e non solo di far conoscere i monumenti, ma anche di combattere agli abusi e di relazionare al governo sullo stato dei monumenti e degli scavi⁷⁶: “Il progetto tuttavia poiché rivendicava allo Stato il diritto di intervento per la tutela e conservazione non solo del patrimonio artistico di proprietà pubblica, ma anche di quello privato, prima di essere discusso in

⁷¹ FIORELLI 1881

⁷² BENCIVENNI *et al.* 1987, parte I, p. 4

⁷³ Codice civile italiano del 1865 (Codice Pisanelli) promulgato con Regio Decreto 28 giugno 1865

⁷⁴ Enciclopedia Treccani, voce: “*Beni culturali, disciplina pubblicistica*”, di Angelo Lalli, 2015

⁷⁵ BENCIVENNI *et al.* 1987, parte I, pp. 216-217

⁷⁶ *Ivi*, p. 216

parlamento venne affidato all'esame di una commissione del senato, [...] perché fosse emendato in quegli articoli che mettevano in contrapposizione gli interessi dello Stato e il diritto alla proprietà privata. Il testo con gli emendamenti approvati a maggioranza dalla commissione venne presentato al senato il 20.1.1873⁷⁷. Il progetto venne comunque respinto dai senatori. "A causa dell'opposizione intransigente soprattutto dei sostenitori del principio della difesa della proprietà privata da qualsiasi ingerenza o pretesa dello Stato, il progetto di legge venne bloccato e si crearono così notevoli difficoltà non solo alla definizione generale delle norme legislative di tutela, ma anche al complesso sistema delle strutture periferiche"⁷⁸.

Il Governo si trovò costretto a rimediare "almeno con provvedimenti amministrativi relativi al tessuto degli organismi periferici, estrapolando e recuperando in via provvisoria una parte delle disposizioni riguardanti le Commissioni Conservatrici contenute nel disegno di legge Correnti"⁷⁹.

In questo periodo compare il primo provvedimento dove l'organo di controllo prende il nome di Soprintendenza: viene infatti emanato il Regio Decreto 7 agosto 1874, n. 2034 "Col quale è conferita in Roma la Soprintendenza degli scavi di antichità", n. 2033 "Che costituisce presso il Ministero della Pubblica Istruzione un Consiglio Centrale di Archeologia e Belle Arti" e n. 2032 "Con il quale sono nominate Commissioni Conservatrici dei monumenti e delle opere d'arte"⁸⁰ per incrementare la vigilanza sugli stessi. Grazie all'istituzione di queste Commissioni, che dovevano operare capillarmente sul territorio, a livello provinciale e dunque alle dipendenze dei prefetti, viene comunque fatto un discreto passo avanti in quanto le stesse sono investite del compito di redigere un accurato inventario dei beni posti sotto la loro vigilanza. In seguito, il Regio Decreto 22 febbraio 1877 n. 3714 "istituisce due Commissariati per gli scavi e musei di antichità, uno in Firenze per la Toscana e l'Umbria, l'altro in Bologna per l'Emilia e le Marche".

Il Decreto Ministeriale del 21 luglio 1882 n. 683 "Sui restauri degli edifici monumentali", dà direttive sullo studio dei restauri, la compilazione dei progetti e l'ordinamento del servizio per l'esecuzione dei lavori. La relativa Circolare n. 683bis entra nel merito dei principi che dovranno informarne l'esecuzione. Ispirati alla nuova teoria del restauro elaborata da Camillo Boito⁸¹, ne sono la traduzione in legge: "Le disposizioni per lo studio

⁷⁷ Ivi, p. 216, nota 82

⁷⁸ Ivi, pp. 216-217

⁷⁹ Ivi, p. 217

⁸⁰ G.U. n. 211 del 4 settembre 1874

⁸¹ Roma, 1836 - Milano, 1914, per 48 anni professore all'Accademia di Brera (1860-1909), dopo l'Unità d'Italia si impegnò nella ricerca di uno "stile nazionale" in architettura, considerando in particolare il medioevo veneziano e il neoclassicismo. Questo ideale guidò molti artisti del periodo

dei restauri mirano ad ottenere, che si conoscano bene i monumenti, e si sappiano evitare gli errori in cui ora per lo più si cade, ricorrendo a rifacimenti non indispensabili, che spesso non rispettano né per forma né per sostanza l'antico, a ripristinamenti per cui si sopprimono ricordi storici od elementi di costruzione, o decorativi, e che hanno qualche importanza per la storia o per l'arte [...] affinché il monumento resti col suo vero carattere, a testimoniare il lavoro delle varie epoche per le quali è passato”⁸².

Il voto conclusivo del 3° Congresso degli Ingegneri e Architetti Italiani, tenutosi a Roma nel 1883 e redatto dallo stesso Boito, è considerato la prima “Carta del restauro”. In essa viene affermata la teoria del restauro filologico, che pone l'accento sulla conservazione degli edifici con la salvaguardia di ogni loro fase, in quanto vera e propria documentazione storica di riferimento per l'epoca contemporanea.

Il Ministro della Pubblica Istruzione Michele Coppino con il Decreto Ministeriale del 27 novembre 1884, affronta poi più incisivamente il problema della catalogazione “considerato che nell'attuale elenco dei monumenti nazionali non sono compresi tutti gli edifizî interessanti per la storia o per l'arte, e che perciò riesce impossibile di sapere quali e quanti fra gli edifizî non ancora iscritti nell'accennato elenco abbiano maggiore bisogno di riparazioni”. Il Decreto istituisce a tal fine i Delegati Ministeriali, uno per ogni regione. Il loro compito è aggiornare l'elenco dei monumenti “di antichità e di arte” ricomprendendovi “tutti gli edifizî sacri o profani dai tempi più antichi a tutto il secolo XVII che per un titolo qualsiasi meritino d'essere conservati”, in modo da poterne valutare le condizioni e stabilire gli interventi necessari.

Con Regio Decreto 19 agosto 1891 n. 549 vengono poi istituiti gli Uffici Tecnici Regionali per la Conservazione dei Monumenti, alle dipendenze del Ministero della Pubblica Istruzione, per volontà del Ministro Pasquale Villari. In numero di 10, questi Uffici dovevano inoltre provvedere alla catalogazione dei monumenti. Con queste funzioni e attribuzioni gli Uffici si erano evoluti dalle Commissioni Conservatrici (provinciali), create con Regio Decreto 2032 del 1874, e daranno vita a loro volta alle moderne Soprintendenze tra il 1904 e il 1907. Il Regio Decreto 2 dicembre 1897 n. 496 istituisce la Soprintendenza ai Monumenti di Ravenna. A causa del fatto che Ravenna sia in quell'epoca difficile da raggiungere per i funzionari dell'Ufficio Regionale di Bologna, i suoi monumenti, pur se notevoli e assegnatari di fondi speciali, hanno da tempo bisogno di interventi. La direzione di questa Soprintendenza distaccata a Ravenna è affidata a Corrado Ricci, considerato perciò il primo Soprintendente della storia italiana (nonostante vi fosse già a Roma, come

e sfociò, tra i risultati più cospicui, nell'edificazione del Vittoriano a Roma su progetto dell'architetto ascolano Giuseppe Sacconi

⁸² Ministero della Pubblica Istruzione, Direzione generale delle Antichità e Belle Arti, circolare 21 luglio 1882, n. 683 bis, *Sui restauri degli edifici monumentali*, p. 3

detto, un Soprintendente agli scavi di antichità) e che poi diventerà Direttore Generale alle Antichità e Belle Arti.

L'azione di Ricci sui monumenti ravennati consistette di attenti restauri ispirati alla teoria filologica di Boito. Si trattò della Basilica di San Vitale (1898-1906, restauri poi continuati dai suoi successori), del Mausoleo di Galla Placidia (1898-1901), del palazzo di Teodorico (1898-1905) e della Basilica di Sant'Apollinare in Classe (1899-1906). Il restauro di San Vitale, in particolare, mostra il rispetto di Corrado Ricci per tutti gli interventi successivi sul monumento, in pieno accordo con le teorie filologiche. Ad esempio, contro l'opinione generale che voleva rimuovere gli affreschi settecenteschi dalla cupola, perché in contrasto con lo stile tardoantico del resto dell'edificio, Ricci, non potendo coprirli con intonaco perché non sicuro che si sarebbe potuto rimuovere in futuro, decide per il minimo intervento: "porre in ombra i dipinti barocchi, sostituendo i vetri trasparenti delle finestre del tamburo con altri opachi. La vicenda, affrontata dal Ricci con un'attualissima 'reintegrazione d'immagine', si commenta da sé e ci dà la giusta idea della statura del personaggio, per altre vicende mal compreso o troppo frettolosamente criticato"⁸³.

In quegli stessi anni è attivo l'architetto Giuseppe Sacconi nel territorio di Umbria e Marche. È infatti Direttore dell'Ufficio Regionale per la Conservazione dei Monumenti delle Marche e dell'Umbria, con sede a Perugia, dal 1891 al 1901. Il territorio da tutelare comprendeva anche le province di Teramo e Rieti. In questa carica, Sacconi compie una serie di restauri ispirati alla teoria filologica di Camillo Boito⁸⁴, ma con importanti spunti derivati dal restauro stilistico, fatto che attira molte critiche: "Tra i più importanti e discussi restauri di tipo stilistico eseguiti nelle Marche, ricordiamo quello della Basilica di Loreto (1885) alla quale Sacconi restituì le forme architettoniche gotiche, eliminando gran parte delle strutture e decorazioni rinascimentali e barocche. Il più discusso fu l'intervento alla cupola progettata da Sangallo e affrescata nel XVII sec. dal Pomarancio. Sacconi decise di staccare quanto restava della struttura danneggiata e ripristinò l'interno poligonale originario commissionando un nuovo ciclo di affreschi a C. Maccari.[...] Anche i restauri di tipo stilistico eseguiti ad Ancona portarono alla demolizione di parte delle strutture originarie sia della cattedrale di S. Ciriaco (1887), che del Cortile dell'Episcopio; mentre per il restauro dell'Arco di Traiano (1892-94) e della Loggia dei Mercanti (1899-1900) si limitò a eseguire il consolidamento delle strutture. Ad Ascoli Piceno, realizzò i restauri della chiesa di S. Francesco (1897-1901) e della Cattedrale di S. Emidio (1895) per la quale

⁸³ CARBONARA 1997, p. 190

⁸⁴ Sempre da Boito, e dalla sua ricerca di uno stile nazionale, trarrà ispirazione per il progetto del Vittoriano. Il progetto sarà il vincitore nel 1884 e Sacconi lo curerà nei minimi dettagli fino alla morte

progettò il monumentale altare e le scale di accesso alla cripta e disegnò in stile neogotico il ciborio dell'altare maggiore. Per il Palazzo Ducale di Urbino, nel 1891 predispose interventi a metà tra il restauro filologico e il restauro stilistico: ripristinò il Giardino pensile; gli ambienti delle carceri furono rinnovati ad uso dell'Istituto delle Belle Arti, così come i saloni furono destinati ad attività accademiche; mentre nel cortile nobile e nell'Appartamento della Duchessa furono realizzate opere di consolidamento”⁸⁵.

In qualità di Direttore dell'Ufficio Regionale, Sacconi ha anche il compito redigere un catalogo dei monumenti da tutelare, vigilando sulla loro conservazione. Nella relazione di fine mandato avrà modo di esporre la sua visione di restauro che, coerentemente agli interventi svolti, non era univoca, ma, a seconda dello stato dei monumenti, poteva portare a restauri di tipo filologico, o storico, o persino stilistico. La relazione, poi, “descrive dettagliatamente 25 opere d'arte e 86 monumenti da lui recuperati nelle Marche, nell'Umbria e nella provincia di Teramo e si conclude con un'importante catalogazione dei beni storico-architettonici ritenuta dall'architetto fondamentale per la conservazione del patrimonio artistico”⁸⁶.

Per arrivare ad attribuire un nome univoco di Soprintendenze agli organi periferici di tutela e controllo dei monumenti, si dovrà attendere il 1904. Il Regolamento di esecuzione della legge n. 185 del 12 giugno 1902, emesso con Regio Decreto n. 431 del 17 luglio 1904, denomina queste istituzioni periferiche appunto Soprintendenze. Nascono così 29 Soprintendenze divise in Soprintendenze agli Scavi e alle Antichità, Soprintendenze alle Gallerie ai Musei e agli Oggetti d'arte Medievale e Moderna e Soprintendenze ai Monumenti. È anche previsto un Consiglio Superiore di Antichità e Belle Arti, alle dirette dipendenze dei Ministeri per la coordinazione a livello centrale. La riorganizzazione così programmata rimarrà però solo sulla carta. La stessa cosa accadrà all'intera legge del 1902 ed al suo regolamento del 1904. Malgrado l'inefficacia, probabilmente dovuta solo a motivi tecnici, questa legge, detta Legge Nasi dal nome del Ministro in carica Nunzio Nasi aveva cercato di rispondere in maniera organica ed incisiva alla sfida che il nuovo Stato italiano aveva di fronte: gestire quei beni privati giudicati importanti per la cittadinanza e renderli poi fruibili al pubblico con adeguate azioni di restauro.

La legge n. 185 del 12 giugno 1902, “Portante disposizioni circa la tutela e la conservazione dei monumenti e oggetti aventi pregio d'arte o di antichità”⁸⁷, era dunque innovativa proprio perché, a più di 40 anni dall'Unità d'Italia, si faceva per la prima volta carico del problema su tutto il territorio ed in tutte le sue sfaccettature, diversamente dalle altre

⁸⁵ <http://www.regione.marche.it/Regione-Utile/Cultura/Musei-e-percorsi-culturali/GiuseppeSacconi>

⁸⁶ *Ibidem*

⁸⁷ G. U. serie generale n. 149 del 27 giugno 1902

leggi emanate nel periodo, che consideravano solo aspetti particolari o urgenti. Essa introduceva: il limite di 50 anni dalla sua realizzazione perché l'oggetto artistico-architettonico potesse essere investito da tutela, nonché l'esclusione da essa degli edifici e oggetti d'arte di autori viventi (art. 1); l'inalienabilità di edifici e beni appartenenti ad enti ecclesiastici o contenuti nelle chiese e il divieto di esportazione degli oggetti tutelati (art. 2); il diritto di prelazione da parte dello Stato per i beni messi in vendita da privati (art. 6); una tassa d'esportazione valutata in base al prezzo dell'oggetto (art. 8); il divieto di "demolire o alterare gli avanzi monumentali esistenti anche in fondi privati" ed il diritto da parte del governo "di eseguire i lavori necessari ad impedire il deterioramento dei monumenti"(art. 11); la prescrizione ai Comuni di rispettare "distanze e misure necessarie allo scopo che le nuove opere non danneggino la prospettiva o la luce richiesta dalla natura dei monumenti tutelati (art. 13); una rigorosa disciplina sugli scavi (artt. 14-15); il diritto dello Stato di eseguire scavi nei fondi altrui "per ragioni di pubblica utilità scientifica" (art. 16); il diritto di espropriare "definitivamente" la zona dove venissero scoperti "ruderi o monumenti di tale importanza che il generale interesse richieda che essi siano conservati e ne sia reso possibile l'accesso al pubblico"(art.1 7); la compilazione di un catalogo generale dei beni da tutelare ad opera del Ministero (art. 23), la comunicazione al proprietario, se privato, dell'iscrizione di un suo bene al catalogo (art. 24).

I lunghi tempi per la realizzazione di un accurato catalogo generale determineranno l'insuccesso della legge, che non sarà superato neanche con l'entrata in vigore del suo Regolamento nel 1904. Il Regolamento infatti, con i suoi 418 articoli, era di ancor più difficile attuazione della legge stessa⁸⁸. Inoltre, malgrado la precisa volontà di arginare la libertà dei privati e le prescrizioni oltremodo scrupolose, la legge era ancora molto debole perché, tra i beni privati, solo quelli di estremo valore potevano figurare nel catalogo che consentiva l'intervento dello Stato: "L'iscrizione d'ufficio nel catalogo di oggetti d'arte o di antichità di proprietà privata si limiterà agli oggetti d'arte e d'antichità di sommo pregio, la cui esportazione dal Regno costituisca un danno grave per il patrimonio artistico e la storia (art. 23)⁸⁹.

Con la legge n. 386 del 27 giugno 1907, voluta dal Ministro Luigi Rava, le Soprintendenze sono poi portate a 47, di cui 15 alle Gallerie, ai Musei Medioevali e Moderni e agli Oggetti d'arte, 14 agli Scavi ed ai Musei Archeologici e 18 ai Monumenti. Il Regio Decreto 31 dicembre 1923 accorperà molti Uffici e creerà le Soprintendenze all'Arte Medioevale e Moderna.⁹⁰ Con Regio Decreto n. 707 del 26 agosto 1907 "Formazione di un catalogo delle

⁸⁸ F. Gargallo, *Evoluzione storica e giuridica della tutela dei beni culturali dall'Unità d'Italia al Codice Urbani in Diritto all'ambiente*, Testata giornalistica online

⁸⁹ G. U. serie generale n. 149 del 27 giugno 1902

⁹⁰ MIC, Storia delle Soprintendenze

cose d'interesse storico archeologico e artistico"⁹¹ il compito di redigerlo è affidato alle stesse Soprintendenze. Ne risulteranno schede con descrizioni degli edifici e dei beni mobili in essi contenuti, corredati spesso anche da foto.⁹² Quest'ultima procedura era stata raccomandata ai Soprintendenti e agli Uffici Regionali con Circolare dello stesso Ministro Rava.

La legge n. 364 del 20 giugno 1909 (Legge Rosadi-Rava), fortemente voluta dal Ministro della Pubblica Istruzione Luigi Rava, da Ricci e dal Sottosegretario di Stato della Pubblica Istruzione Giovanni Rosadi "Che stabilisce e fissa norme per l'inalienabilità delle antichità e delle belle arti"⁹³, introduce l'importante novità di non dover più ricorrere a un Catalogo per ottenere un effetto giuridico di tutela sui beni privati da parte dello Stato. Allo scopo di superare l'impasse di dover inserire il bene nel Catalogo e non poter quindi intervenire su beni scoperti successivamente, questa legge introduce l'istituzione della "notifica". Grazie ad essa, lo Stato rendeva noto in via ufficiale ai privati che un bene di loro proprietà era stato posto sotto tutela. Dopo aver ampliato la nozione di bene tutelato alle "cose immobili e mobili che abbiano interesse storico, archeologico, paleontologico, paleontologico o artistico" (art.1), questa legge stabilisce che "Colui che come proprietario o per semplice titolo di possesso detenga una delle cose di cui all'art. 1, della quale l'autorità gli abbia notificato, nelle forme che saranno stabilite dal regolamento, l'importante interesse, non può trasmetterne la proprietà o dimetterne il possesso senza farne denuncia al Ministero della pubblica istruzione" (art. 5). Inoltre, "Le cose di che all'art. 5, siano mobili o immobili, qualora deteriorino o presentino pericolo di deterioramento e il proprietario non provveda ai necessari restauri in un termine assegnatogli dal Ministero dell'istruzione pubblica, potranno essere espropriate" (art. 7).

Riprendendo e approfondendo l'inattuata legge di tutela del 1902, si dichiarano inalienabili i beni mobili quando appartengano allo Stato o ad enti pubblici, civili o ecclesiastici. Quando appartengano a privati, invece, "È vietata l'esportazione dal Regno delle cose che abbiano interesse storico, archeologico o artistico tale che la loro esportazione costituisca un danno grave per la storia, l'archeologia o l'arte" (art. 8). Né possono gli immobili di privati essere demoliti o restaurati senza l'autorizzazione del Ministero della Pubblica Istruzione (art. 13). La distanza e le misure di nuove costruzioni da erigere nelle vicinanze di beni tutelati sono rielaborate sugli schemi dalla precedente legge del 1902 (che viene abrogata), e altrettanto avviene per le normative sugli scavi. Infine, gli articoli dal 30 al 37 sono dedicati all'accurata descrizione delle pene pecuniarie previste.

⁹¹ G. U. 266 del 11 novembre 1907

⁹² F. Morante, *Storia della catalogazione in Italia*, sito di Diego Gulizia

⁹³ G. U. n. 150 del 28 giugno 1909

La legge n. 688 del 23 giugno 1912, “Portante modificazioni alla legge 20 giugno 1909, n. 364, per le antichità e belle arti” dichiara che “Le disposizioni della legge 20 giugno 1909, n. 364, sono applicabili anche alle ville, ai parchi ed ai giardini che abbiano interesse storico o artistico” (art. 1). Tanto semplice nell’enunciazione quanto pregnante nel contenuto, questa legge si prefigge di salvaguardare anche i luoghi caratterizzati da rilevante bellezza naturalistica, risultando anch’essi beni artistici. Lo scotto della mancanza di leggi in quest’ambito era stato pagato soprattutto a Roma che, consumata da una febbre edilizia forsennata dopo essere diventata capitale, aveva visto trasformare le numerose ville storiche all’interno delle mura aureliane in quartieri residenziali.

Il Regio Decreto n. 363 del 30 gennaio 1913⁹⁴, “Regolamento in esecuzione alle leggi 20 giugno 1909, n. 364, e 23 giugno 1912, n. 688, per le antichità e le belle arti”, prescrive: “Allorché nelle cose di cui alla presente sezione l’ente proprietario intenda eseguire restauro o lavori di qualsivoglia natura, anche se si tratta d’immobili, di semplice adattamento, dovrà inviare al sovrintendente la domanda coi relativi progetti per ottenere l’autorizzazione del Ministero della pubblica istruzione. Il Ministero può negare l’autorizzazione quando ritenga che i restauri o lavori proposti siano dannosi alla cosa o in qualunque modo ne attenuino o ne menomino il carattere o l’interesse. Può anche il Ministero respingere in tutto o in parte i progetti presi in esame, e sostituirvene altri redatti dalla sovrintendenza” (art. 40). In casi di estrema urgenza gli enti potranno far eseguire i lavori indispensabili ad evitare pericoli imminenti (mai però restauri di carattere artistico), salvo a denunciare immediatamente il fatto alla sovrintendenza competente (art. 42). Qualora nelle cose di cui alla presente sezione di manifestino segni di deterioramento o comunque si ravvisi necessario di procedere ad opportune provvidenze, il sovrintendente competente, o su richiesta delle Amministrazioni consegnatarie o proprietarie, o di propria iniziativa, compilerà il necessario progetto di restauro” (art.43). Un intero paragrafo disciplina le alienazioni, rendendole sempre subordinate al beneplacito del Ministero per la Pubblica Istruzione, e curandone particolarmente l’aspetto penale, affidato alle Soprintendenze. Questo regolamento ha avuto validità per più di 90 anni, fino all’entrata in vigore dell’attuale Codice di tutela dei beni e paesaggistici.⁹⁵

Le attività del parlamento e del governo andranno a concentrarsi sulla difesa dei beni in maniera completamente diversa dal 24 maggio 1915, quando l’Italia sarà coinvolta nella prima guerra mondiale. La guerra che gli altri Paesi europei stavano portando avanti da più di otto mesi aveva mostrato come le città potessero essere completamente distrutte

⁹⁴ G.U. n. 130 del 5 giugno 1913

⁹⁵ Decreto Legislativo n. 42 del 22 gennaio 2004, Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio (Codice Urbani)

anche a causa di bombardamenti aerei. Il diritto bellico sancito dalla IV Convenzione internazionale dell'Aja, firmata il 29 luglio 1899 e concernente le leggi e gli usi della guerra terrestre, non si dimostrò affatto coercitivo per i belligeranti. Lo Stato italiano decise allora di attuare e finanziare un piano di prevenzione per tutelare i monumenti e le opere d'arte ubicati nelle vicinanze del fronte con l'Austria. Per i primi si approntarono opere di protezione con sacchi di sabbia e cortine. L'operazione fu affidata a Corrado Ricci, in qualità di Direttore Generale delle Antichità e Belle Arti. Il suo *modus operandi* può in sintesi descriversi come segue “coprire con cassettoni in legno e sacchi di sabbia facciate o decorazioni ricche di ornamenti, consolidare le strutture esterne degli edifici, stabilire un servizio di vigilanza per controllare lo scoppio di possibili incendi, nascondere le opere d'arte mobili in luoghi sicuri e trasferire in altre zone quelle considerate di primaria rilevanza per storia e valore”⁹⁶. Dopo la fine della guerra si procede alla stima delle perdite, operazione che imporrà di concludere velocemente la catalogazione dei beni monumentali.

Sulla scena italiana, Camillo Boito era stato costantemente presente negli organi ministeriali dedicati alla tutela dei beni, facendo consulenza ai restauri per quasi 35 anni: era stato promotore del decreto e relativa circolare ministeriale sul restauro del 1882, ideatore della Carta del Restauro del 1883, membro del Consiglio Superiore di Antichità e Belle Arti dal 1909, anno in cui questo cominciò ad operare, fino al 1914, anno della sua morte. A questo punto “il testimone passerà simbolicamente nelle mani di Gustavo Giovannoni. Quest'ultimo, a partire dal 1915 in poi, raccoglierà l'eredità di Boito interpretando – nell'arco della sua intera vita – un ruolo analogo a quello del suo illustre predecessore presso il Consiglio Superiore, di cui svilupperà le riflessioni, pur mantenendone il tratto distintivo di mediatore tra istanze contrapposte. Sarà anche per questo che si dovrà proprio a Giovannoni la consacrazione di Boito come padre fondatore di una “via italiana” al restauro, fondata su una «teoria intermedia» tra gli estremi del restauro stilistico e della conservazione, dove il contributo di Boito sarà epurato della componente più modernista in materia di aggiunte. Interpretazione che Giovannoni delinea fin dal 1912 – vivente ancora Boito – per poi diffonderla a livello internazionale in occasione della Conferenza di Atene del 1931 e, in ambito nazionale, attraverso la voce «Restauro» per l'Enciclopedia Italiana del 1936⁹⁷.

L'architetto Gustavo Giovannoni dominerà quindi la prima metà del XX secolo e cercherà di indirizzare i Paesi interessati a collaborare per raggiungere un'idea univoca di restauro architettonico, che verrà chiamato scientifico. Le direttive cui è consigliato attenersi sono dettate nella Carta del Restauro di Atene, da lui stesso compilata: “La Conferenza, convinta

⁹⁶ RICCI 1917

⁹⁷ PANE 2018

che la conservazione del patrimonio artistico ed archeologico dell'umanità interessi tutti gli Stati tutori della civiltà, augura che gli Stati si prestino reciprocamente una collaborazione sempre più estesa e concreta per favorire la conservazione dei monumenti d'arte e di storia”(capo I); “predomina nei vari Stati rappresentati una tendenza generale ad abbandonare le restituzioni integrali e ad evitare i rischi mediante la istituzione di manutenzioni regolari e permanenti atte ad assicurare la conservazione degli edifici. Nel caso in cui un restauro appaia indispensabile in seguito a degradazioni o distruzioni, raccomanda di rispettare l'opera storica ed artistica del passato, senza proscrivere lo stile di alcuna epoca. La Conferenza raccomanda di mantenere, quando sia possibile, la occupazione dei monumenti che ne assicura la continuità vitale, purché tuttavia la moderna destinazione sia tale da rispettare il carattere storico ed artistico” (capo II); “La Conferenza constata con soddisfazione che i principi e le tecniche espone nelle differenti comunicazioni particolari si ispirano ad una comune tendenza, cioè: quando si tratta di rovine, una conservazione scrupolosa si impone, e, quando le condizioni lo permettono, è opera felice il rimettere in posto gli elementi originari ritrovati (anastilosi); e i materiali nuovi necessari a questo scopo dovranno sempre essere riconoscibili. Quando invece la conservazione di rovine messe in luce in uno scavo fosse riconosciuta impossibile, sarà consigliabile, piuttosto che votarle alla distruzione, di seppellirle nuovamente, dopo, beninteso, averne preso precisi rilievi” (capo IV); “Gli esperti hanno inteso varie comunicazioni relative all'impiego di materiali moderni per il consolidamento degli antichi edifici; ed approvano l'impiego giudizioso di tutte le risorse della tecnica moderna, e più specialmente del cemento armato. Essi esprimono il parere che ordinariamente questi mezzi di rinforzo debbano essere dissimulati per non alterare l'aspetto e il carattere dell'edificio da restaurare” (capo V); considerata la minaccia degli agenti esterni sugli edifici, si raccomanda la collaborazione dei restauratori “rappresentanti delle scienze fisiche, chimiche, naturali per raggiungere risultati sicuri di sempre maggiore applicazione” (capo VI); “La Conferenza raccomanda di rispettare, nelle costruzioni degli edifici, il carattere e la fisionomia della città, specialmente in prossimità dei monumenti antichi, per i quali l'ambiente deve essere oggetto di cure particolari. Uguale rispetto deve aversi per talune prospettive particolarmente pittoresche (capo VII)⁹⁸.

L'anno successivo viene anche stilata una Carta Italiana del Restauro, emessa dal Consiglio Superiore per le Antichità e Belle Arti, sempre a cura di Giovannoni. La carta detta norme ancor più specifiche e rigide per il restauro del patrimonio architettonico italiano. Ad esempio, prescrive: “che nelle aggiunte che si dimostrassero necessarie, o per ottenere il consolidamento, o per raggiungere lo scopo per una reintegrazione totale o parziale, o per la pratica utilizzazione del monumento, il criterio essenziale da eseguirsi debba essere,

⁹⁸ Consiglio Superiore per le Antichità e Belle Arti. Conferenza Internazionale di Atene. Carta Di Atene (1931)

oltre a quello di limitare tali elementi nuovi al minimo possibile, anche quello di dare ad essi un carattere di nuda semplicità e di rispondenza allo schema costruttivo; e che solo possa ammettersi in stile simile la continuazione di linee esistenti nei casi in cui si tratta di espressioni geometriche prive di individualità decorativa” (punto 7); e “che allo scopo di rinforzare la compagine statica di un monumento e di reintegrare la massa, tutti i mezzi costruttivi modernissimi possano recare ausili preziosi e sia opportuno valersene quando l'adozione di mezzi costruttivi analoghi agli antichi non raggiunga lo scopo” (punto 9). Inoltre, si invita a richiedere il giudizio del Consiglio Superiore per qualsiasi tipo di restauro non semplicemente conservativo e da chiunque lo voglia promuovere perché “in tempi così ardui e complessi [...] ciascun monumento e ciascuna fase del suo restauro presentano quesiti singolari” (punto 11)⁹⁹.

Il 15 giugno 1920 viene nominato Ministro della Pubblica Istruzione il filosofo e storico Benedetto Croce. L'opera da lui pubblicata nel 1902, “Estetica come scienza dell'espressione e linguistica generale”, poi corretta e ristampata molte volte, dà un rilevante contributo al concetto di restauro, che diviene atto critico-creativo in Cesare Brandi, Giulio Carlo Argan, Roberto Papini e altri del processo di realizzazione dell'opera d'arte¹⁰⁰.

Come ministro, Benedetto Croce si attiva immediatamente e presenta, a soli tre mesi dalla sua nomina, un disegno di legge per un'efficace tutela dei beni architettonici, affiancandovi quella dei luoghi naturali. Il tema, affrontato nel 1905 limitatamente alla pineta di Ravenna¹⁰¹, era stato ripreso nel 1912¹⁰² per la protezione di ville, parchi e giardini. Ora si trattava, nella pratica, di porre vincoli e limiti alla possibilità dei privati di costruire sui loro terreni. Croce presenta il Disegno di legge n. 204 sulla “Tutela delle bellezze naturali e degli immobili di particolare interesse storico” nella seduta del Senato del 25 settembre 1920. Il Disegno propone inoltre un'organizzazione di monitoraggio degli abusi molto articolata sul territorio, che Croce ritiene non debba sollevare opposizioni da parte dei senatori: “Non sembra necessario soffermarsi sulle disposizioni contenute nell'art. 7 del presente disegno. Esso riguarda gli organi, diremo, di vigilanza che, sparsi in tutto il territorio del Regno, dovranno segnalare alla Soprintendenza o al Ministero tutto ciò che si va proponendo o già si va attuando contro le bellezze naturali della loro circoscrizione. Questa proposta fu approvata senza subire significative modifiche con

⁹⁹ Ivi. Norme per il restauro dei monumenti. Carta Italiana del restauro, 1932

¹⁰⁰ Soprattutto dopo i danni inflitti ai monumenti dalla Seconda guerra mondiale, che rendevano inapplicabili le teorie del restauro filologico

¹⁰¹ Decreto Legislativo n. 411 del 15 luglio 1905

¹⁰² Decreto Legislativo n. 688 del 23 giugno 1912 (Legge Rava)

legge n. 778 dell'11 giugno 1922¹⁰³. La legge aprì la strada alle due leggi Bottai del 1939, di cui una dedicata ai beni artistici e l'altra al paesaggio. Si tratta di leggi organiche e all'avanguardia, redatte da un gruppo di giuristi particolarmente preparato. Fu anche loro il merito di aver focalizzato l'attenzione sulla tutela dei beni culturali e del paesaggio che risultò nella loro inclusione tra i principi fondamentali della Costituzione. L'articolo 9 della Costituzione al secondo comma dichiara che la Repubblica "tutela il paesaggio e il patrimonio storico e artistico", stabilendo il principio dello "Stato di cultura", nel quale sono i soggetti pubblici ad avere il compito di promuovere la cultura. Per questi motivi la costituzione italiana è considerata la più precoce tra le costituzioni dei vari Paesi mentre l'Italia è considerata l'unico Paese a comprendere la tutela del paesaggio tra i principi fondamentali della Costituzione. Ai beni culturali e al paesaggio è dunque riconosciuta quella loro specifica funzione che consiste nell'elevazione e nel benessere dell'uomo e che li rende degni di essere proiettati nel futuro.

Le leggi emanate dallo Stato italiano dalla nascita alla prima guerra mondiale rappresentano ognuna un passo avanti sulla strada della protezione dei beni, ma si trattò ogni volta dell'esito di lunghe battaglie parlamentari, di solito risultanti nella modificazione o cancellazione delle parti più innovative. L'unificazione italiana in realtà segnò una lunga battuta d'arresto nell'evoluzione di una legislazione di tutela a causa dell'importanza attribuita, invece, alla salvaguardia della proprietà privata (principio illuministico), troppo spesso interessata ai lucrosi mercati dell'antiquariato e dell'edilizia. Per quanto le leggi degli Stati preunitari fossero molto avanzate, dal momento della loro scomparsa l'evoluzione si arrestò e nei sessant'anni successivi molti Paesi stranieri ebbero modo di superare la legislazione italiana. Le leggi e i decreti emanati tra il 1860 e il 1913 sono il risultato di uno scontro tra due ideologie: quella per cui lo Stato difende il bene comune prima del bene dei singoli e quella per cui l'individuo è salvaguardato in modo assoluto. Così, nel nuovo Regno d'Italia le leggi sulla tutela dei beni da parte del governo centrale: "faticavano ad essere accettate, in quanto facevano emergere il rilievo non meramente privato di questi beni e conseguentemente istituivano l'esercizio di pervasivi controlli pubblici su beni anche in proprietà privata a tutela di interessi generali, a volte contrastanti con quelli del proprietario stesso. E fu proprio il dibattito sulla misura in cui si potesse incidere sugli interessi dei privati proprietari a caratterizzare la prima legislazione dell'Italia unita in materia ed anzi a pregiudicare, per un certo periodo, un approccio più organico che si realizzò soltanto nel 1939"¹⁰⁴.

¹⁰³ G.U. n. 148 del 24 giugno 1922. Il ritardo di quasi due anni per l'approvazione non fu quindi dovuto a discussioni o ripensamenti, ma al complicato momento storico.

¹⁰⁴ Enciclopedia Treccani, voce: *Beni culturali, disciplina pubblicistica*, Angelo Lalli, 2015

Ancora nel 1920, Benedetto Croce, nell'illustrare al senato il suo progetto di legge sulla "Tutela delle bellezze naturali e degli immobili di particolare interesse storico", temendo l'opposizione dei senatori più conservatori, li rassicura spiegando che la legge da lui voluta non li danneggerà, in quanto: "Onorevoli colleghi. Nulla di eccessivo è nel disegno di legge che si sottopone al vostro esame - nulla che offenda o ferisca il diritto di proprietà o, come da taluni si teme, quello dell'attività industriale della nazione. Anzi quel che in fondo ad ogni disposizione risiede è la preoccupazione di costituire un sistema di accordi fra i privati e l'amministrazione delle Belle arti"¹⁰⁵.

Nelle leggi Bottai (1939-1940), si ritrovano principi già contenuti nelle leggi preunitarie, soprattutto quelle di Roma e poi di Napoli, Firenze e Venezia. Questi Stati erano avanzati in questo campo perché potevano contare sull'eredità del diritto romano, una tradizione giuridica che, nonostante i capovolgimenti storici, non si interruppe mai.

Il diritto romano sarà dunque la base di tutta la futura legislazione dalla Roma medievale fino all'Unità d'Italia. In esso sono presenti concetti elaborati riguardo al significato dei beni artistici per la vita civile: tra i più basilari vi è quello che i monumenti esposti in città, come una statua o la facciata di un palazzo, fossero *Res populi romani*. Appartenevano dunque al popolo, pur rimanendo in possesso di privati, perché soggetti alla *dicatio ad patriam*, una sorta di diritto di uso pubblico, secondo il quale non potevano essere rimossi dal loro sito o manomessi dagli stessi proprietari, dal momento che contribuivano all'immagine della città¹⁰⁶. Fondamentale quindi assicurarne la conservazione.

Imprescindibile, inoltre, il concetto di *publica utilitas*, secondo il quale ciò che giova all'intera comunità occupa giuridicamente un gradino più alto del diritto alla proprietà privata, e il singolo deve necessariamente soccombere davanti all'interesse collettivo. Tutto questo in uno Stato dove era valido il principio dell'*uti et abuti*, che riconosceva al proprietario di un bene il diritto di farne appunto uso, ma volendo anche abuso, fino a distruggerlo. Ma ciò non poteva valere per le opere d'arte e d'architettura: "Il possesso dell'opera d'arte non è una proprietà indifferente. [...] se io sono possessore di una scultura di Prassitele o di un dipinto di Tiziano, la mia non è più una proprietà indifferente, perché Prassitele e Tiziano interessano tutti, sono parte della nostra civiltà e della nostra storia, la loro conservazione sta a cuore a ognuno. La proprietà cessa di essere indifferente di fronte a beni che (dal punto di vista morale e spirituale) appartengono alla collettività. Ne consegue, quindi, che è dovere della potestà pubblica

¹⁰⁵ B. Croce, Ministro dell'Istruzione Pubblica, presentatore del Disegno di legge n. 204/1920 "Per la tutela delle bellezze naturali e degli immobili di particolare interesse storico". Seduta del Senato del Regno d'Italia del 25 settembre 1920

¹⁰⁶ Enciclopedia Treccani, voce: *La tutela del patrimonio culturale* - Dizionario di Storia, S. Settis, 2011

conoscerli e tutelarli. Su queste considerazioni e su questi principi si fonda oggi la legislazione dei beni culturali nel mondo. Ma è opportuno ricordare che è nell'Italia degli Stati preunitari che quelle considerazioni e quei principi hanno avuto le prime formulazioni giuridiche e le prime pratiche applicazioni”¹⁰⁷

¹⁰⁷ Enciclopedia Treccani, voce: *Una politica per i beni culturali*, A. Paolucci, 2010

3.2. Correlazioni tra eventi sismici e contenuto delle norme del periodo

Già dalla fine del Settecento nei vari governi del territorio nasce la consapevolezza di dover far fronte, attraverso provvedimenti legislativi, agli effetti disastrosi dei terremoti, proprio nel momento in cui la scienza iniziava a spiegare quali ne potessero essere le cause.

Diversi sono i ‘Provvedimenti Speciali’, elaborati a seguito di fenomeni distruttivi improvvisi, successivamente divenuti Regolamenti Edilizi veri e propri.

Le prime fonti risalgono al 1627; fra queste vi è il Decreto emanato dal Regno di Napoli dopo il terremoto che aveva colpito la Campania e la Puglia. In tale documento veniva prescritto l’utilizzo del sistema costruttivo definito “baraccato alla beneventana”, costituito da un’intelaiatura in legno con funzione portante, un basamento in muratura, tamponature in muratura e maglie di telai realizzati con materiale leggero (legno, canne) fissate con malta e intonacate. Interessante notare come nel 1915 nel Trattato di costruzioni antisismiche del Masciari-Genovese definirà questo sistema come il “primo stadio della vera architettura antisismica”¹⁰⁸. Il sistema delle costruzioni baraccate venne diffusamente utilizzato anche per la realizzazione di costruzioni, spesso di fortuna, a seguito del terremoto che colpì Lisbona nel 1755, i cui notevoli danni sensibilizzarono l’opinione pubblica sul tema della prevenzione sismica, favorendo le prime pianificazioni con sistemi antisismici.

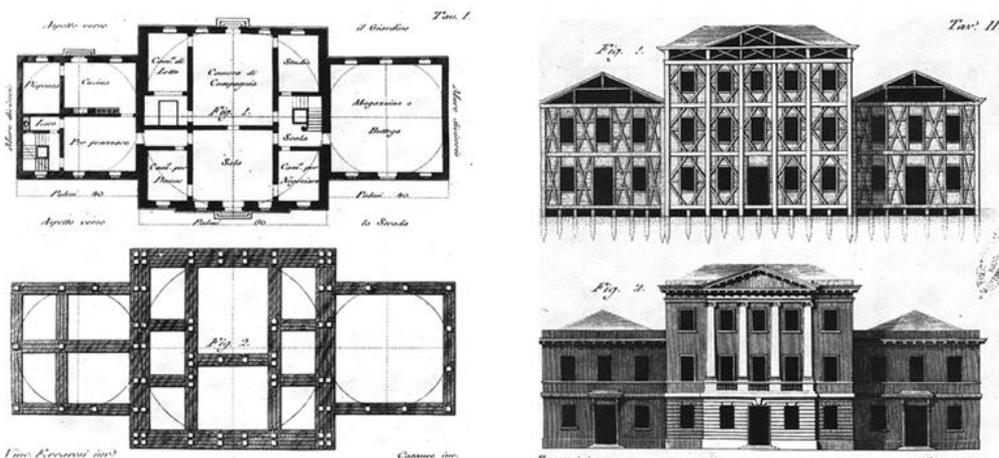


Fig. 20 - Il sistema baraccato, raccomandato nei primi provvedimenti antisismici. Si nota l’ossatura lignea con collegamenti longitudinali, trasversali e diagonali, nonché una rigorosa simmetria della fabbrica sia in pianta che in alzato (VIVENCIO 1783)

¹⁰⁸ MASCIARI-GENOESE 1915, p. 275

Con le *Norme*¹⁰⁹ emanate da Ferdinando IV di Borbone nel 1784 si ebbe il primo esempio a livello europeo in cui venivano disciplinati criteri costruttivi e di pianificazione dell'uso del suolo sulla base dell'osservazione dei danni del terremoto sul costruito. Tali provvedimenti si resero infatti necessari per far fronte agli effetti disastrosi del terremoto del 1783 della Calabria meridionale, che registrò ingentissimi danni in una larga fascia di territorio.



Fig. 21 - Messina, le rovine del Palazzo Reale a fronte del terremoto e del maremoto del 5 febbraio 1783 (SARCONI 1784)

Vennero inviati sul posto molti tecnici e uomini di cultura con differente formazione per studiarne le dinamiche anche dal punto di vista geologico. Il risultato fu la compilazione delle suddette *Norme*, in cui venivano prescritte modalità di intervento e di nuova costruzione in base ai danni osservati. Vi si trovano definiti in modo chiaro gli impianti urbanistici con cui ricostruire le città rase al suolo, la larghezza e perpendicolarità delle strade e, di conseguenza, la distanza tra una costruzione e l'altra, la regolarità geometrica dei volumi dei nuovi fabbricati. Questi ultimi dovevano anche in questo caso essere realizzati con la tecnica del 'baraccato', quindi con ossatura in legno, ed eventualmente legate con "fasce di ferro da stringere l'edificio in tutte le sue parti".

¹⁰⁹ Regno di Napoli, *Norme tecniche ed edilizie per ricostruire le case distrutte*, anche note come *Istruzioni Reali*, 20 marzo 1784

Vengono inoltre date prescrizioni sulle loro caratteristiche costruttive: dovevano avere un'altezza non maggiore di 2 piani, uno zoccolo di fondazione non inferiore a 130 cm, una sezione muraria di circa 65 cm; i piani aggiuntivi, i balconi e le altre parti sporgenti dovevano essere demoliti. Venivano previsti inoltre l'eliminazione dei tetti spingenti, che, comunque, dovevano poggiare su cordoli alla sommità della muratura collegati in modo da formare "quasi un telaro" e, infine, l'incatenamento delle travi e dei solai alle murature perimetrali. Era infatti risultato evidente che gli edifici realizzati con queste caratteristiche avevano subito danni molto minori rispetto ad altri.

Questi studi rappresentavano una novità nel panorama dell'epoca, e definirono in seguito la prima normativa antisismica finalizzata alla riduzione del rischio sismico¹¹⁰.

I provvedimenti, laddove realizzati, si dimostrarono efficaci all'indomani del terremoto di Messina del 1908 che, di nuovo, coinvolse alcuni dei territori calabresi reduci da quello del 1783, come testimoniato da Mario Baratta: "Ottima prova hanno dato anche in questa occasione le case baraccate: quelle con il semplice [piano, ndr] terreno o sono rimaste illese, oppure hanno sofferto ben poco; quelle ad un piano superiore ebbero qualche guasto. [...]"¹¹¹.

Il terremoto che colpì nel 1857 il Napoletano estendendosi alla Campania e alla Basilicata (epicentro in Montemurro) fu particolarmente distruttivo.

In particolare l'ingegnere Robert Mallet¹¹² lo definì come "il terzo in Europa per vastità e per gravità del quale c'è qualche documentazione [...]", sottolineando che "offre una opportunità di altissimo interesse per lo sviluppo e l'ampliamento delle conoscenze di questo ramo delle Scienze della Terra". Lo studioso fu a capo di una spedizione scientifica finanziata dalla Royal Society of London che si recò sui luoghi colpiti dal terremoto per rilevarne gli effetti sul territorio e sul costruito. I risultati di tale lavoro, iniziato nel febbraio del 1858 e durato circa due mesi e mezzo, vennero pubblicati nel 1862¹¹³ con le immagini e i disegni di Alphonse Bernoud, fotografo all'avanguardia a cui si deve la realizzazione del primo reportage fotografico di un terremoto nella storia. Tale pubblicazione costituì un fondamentale momento di crescita nello studio della sismologia e della prevenzione sismica. Significativa l'introduzione, firmata dal Mallet, che spiega proprio l'intento di voler offrire un importante contributo sull'analisi delle onde sismiche

¹¹⁰ BOSCHI *et al.* 2000, pp. 609-868

¹¹¹ BARATTA 1910

¹¹² Dublino 1810, Londra 1881. Geofisico irlandese, fu a capo della spedizione scientifica inviata dalla Royal Society of London nel napoletano all'indomani del terremoto del 1857 per studiarne gli effetti. Il suo lavoro di rilievo, durato circa due mesi e mezzo, venne completato dalle fotografie di A. Bernoud, che immortalò le rovine dei paesi colpiti dal terremoto

¹¹³ MALLET 1862

e sul loro effetto sul costruito: “[...] dalla terribile testimonianza di paesi o di singoli edifici distrutti, si possono decifrare più o meno chiaramente le condizioni in cui hanno agito le forze che ne hanno causato il crollo, la velocità con cui il terreno sottostante si mosse, l’ampiezza delle oscillazioni, e, in ultima analisi, la posizione e la profondità del punto sotto la superficie terrestre dal quale si scatenò lo scoppio iniziale il quale, propagandosi attraverso il materiale elastico della massa del territorio circostante e sovrastante, causò la scossa. [...] Il metodo di ricerca che mi proposi di adottare si basava sulla più ovvia verità, che gli spostamenti e le dislocazioni dei diversi oggetti solidi in seguito alla scossa, se attentamente osservati in rapporto alla direzione e all’ampiezza del disturbo e alle condizioni meccaniche in gioco, devono fornire i mezzi per risalire a questi effetti, alle direzioni, alla velocità e ad altre circostanze dei movimenti o delle forze che li provocano. [...] Quando questo metodo sarà completamente sviluppato, si scoprirà che si tratta di un vero e proprio «*Organon*», una potente macchina per future scoperte”¹¹⁴.

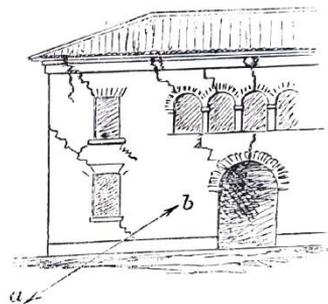
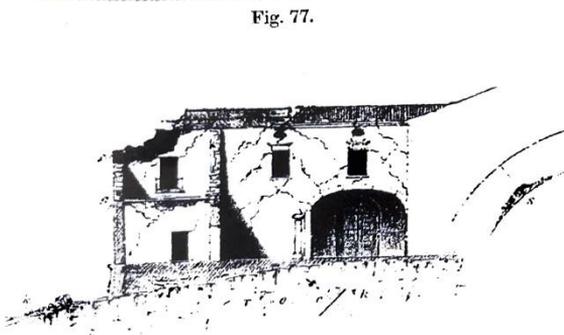
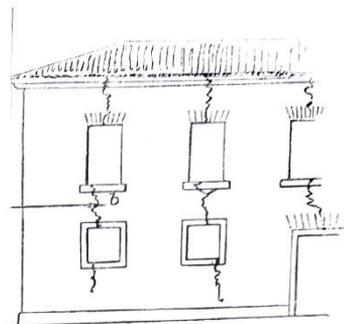
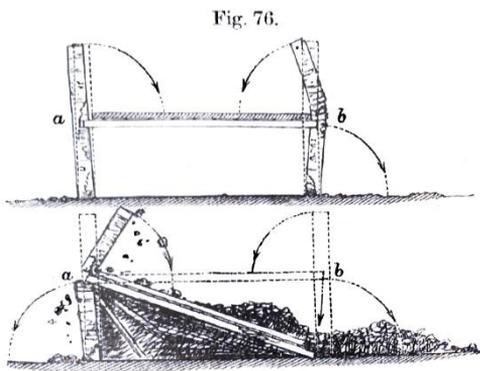


Fig. 22 - Rappresentazione di crolli rilevati durante i sopralluoghi nel Napoletano dopo il terremoto del 1857: crollo tipico di un solaio dopo lo spostamento degli appoggi (fig. 77); deduzione dell’onda d’urto in base ai danni rilevati (fig. 78); effetti dei vuoti nei muri sulle lesioni (fig. 87-88), dove Mallet riporta il vettore della direzione del sisma, dedotto dall’analisi del danno (MALLET 1862)

¹¹⁴ FERRARI, GUIDOBONI 1987



INTERIOR COURTY. PALAZZO PALMIERI. POLLA.

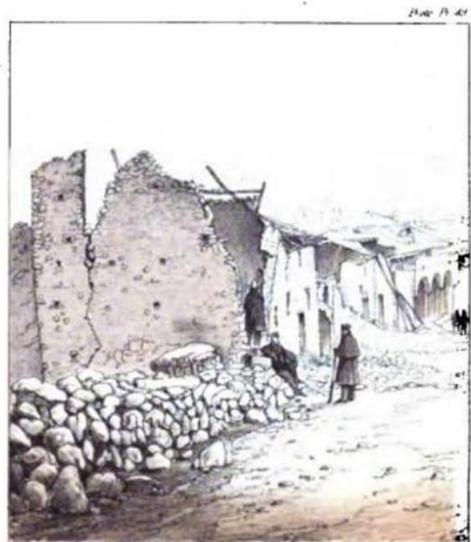


INTERIOR FAC. ADE. PALAZZO PALMIERI. POLLA,
Looking Westward.

Fig. 23 - Effetti del terremoto in Basilicata documentati dagli studiosi R. Mallet e A. Bernoud, 1857 (MALLET 1862)



THE CATHEDRAL. PATERNO



AULETTA.

Fig. 24 - Cattedrali di Paterno e Auletta. Effetti del terremoto in Basilicata documentati dagli studiosi R. Mallet e A. Bernoud, 1857 (MALLET 1862)

Solo l'anno successivo il territorio viene nuovamente interessato dal terremoto di Norcia del 1859; gli studi svolti e i nuovi sopralluoghi aprono definitivamente la strada a normative specifiche di riferimento per il centro Italia.



Fig. 25 - Norcia, veduta della città ripresa dalla “Porta di sopra” o Palatina il 9 dicembre 1859 (MACPHERSON 1999)

Il Governo Pontificio di Pio IX emanò un *Regolamento Edilizio*¹¹⁵ nel 1860 a seguito del disastroso terremoto dell'anno precedente in Umbria. Tale Regolamento si propone come primo vero esempio di normativa tecnica antisismica che recupera le regole del buon costruire e, in generale, della regola d'arte. Per la prima volta vengono distinte le prescrizioni per le nuove costruzioni e le disposizioni per il consolidamento e il recupero dell'esistente, con specifiche di carattere operativo, che fissano alcuni limiti alla costruzione:

¹¹⁵ Stato della Chiesa, *Regolamento Edilizio da osservarsi per le fabbriche nel Comune di Norcia*, 17 novembre 1859

- altezza massima delle strutture a 8m dalla gronda al suolo, con non più di due piani fuori terra;
- tecnica ‘baraccata’ consigliata rispetto a tutte le altre tipologie costruttive, perché aveva dato “così buona prova”;
- demolizione del terzo piano in tutte le costruzioni gravemente lesionate;
- divieto di costruire su terreni in pendio e obbligo di realizzare fondazioni abbastanza profonde da raggiungere un terreno di buona consistenza;
- spessore minimo delle murature 60 cm, anche per quelle interne;
- obbligo di consolidare le murature esterne con una scarpata di almeno 1/20 dell’altezza complessiva del fabbricato;
- obbligo di collegare i setti murari tra loro “onde facciano una massa unica”;
- aperture di porte e finestre opportunamente allineate e disposte a una discreta distanza utile dalle zone angolari dei muri esterni e dalle estremità dei muri di tramezzatura;
- possibilità di conservare le volte in pietra non oltre il pian terreno negli edifici esistenti, comunque contenendole con catene in ferro;
- obbligo di lavorare le pietre in conci con dimensioni non troppo piccole;
- prescrizione di materiali edili di buona qualità;
- per le coperture: “I tetti siano sostenuti con travi poggiati orizzontalmente per tutta la grossezza dei muri, o dei cosciali di regolari incavallature. Alle travi che poggiano sui muri si facciano le legature, o chiavi di ferro, e alle incavallature si sottopongano possibilmente delle travi sussidiarie nel senso dei muri sopra i quali riposano. In ogni modo il sistema delle travature dovrà sempre collegarsi nel miglior modo, che la diversa disposizione permette.”¹¹⁶; in altre parole, i tetti erano ritenuti le componenti più sensibili al sisma e per questo dovevano essere sostenuti da travi poggianti nell’intero spessore murario che, a sua volta, doveva essere ben collegato in tutte le sue parti, comportamento che oggi viene definito “scatolare”.

Il terremoto del 1884 di Casamicciola nell’Isola di Ischia apre la strada, poco più di un ventennio dopo, al primo provvedimento su scala nazionale nell’Italia post unitaria.

Solo due anni prima la ‘legge Baccarini’, del 5 luglio 1882 (n. 874), aveva provveduto a disciplinare il riassetto organizzativo del Genio Civile: tale organo era nato nei primi anni dell’800 nel Regno di Sardegna per volere di Vittorio Emanuele I con il nome di Corpo Reale del Genio Civile, ma solo dopo l’unità d’Italia acquisisce un’organizzazione simile a quella attuale; già nel 1861 si trovano inseriti nel suo organico ingegneri civili e militari,

¹¹⁶ Ivi, art. 7

organizzati in sedi provinciali e distrettuali. Nel tempo i tecnici erano stati sempre più formati per agire sul posto anche in luoghi devastati da calamità naturali, dove si rendeva necessaria non solo l'abilità intellettuale del riconoscimento del danno e delle cause, ma anche la capacità pratica di organizzare immediatamente interventi in situazioni di emergenza.

A seguito dell'evento distruttivo furono inviati ad Ischia tecnici qualificati, fra i quali numerose risorse del Genio Civile, per rilevare lo stato di danno e riconoscerne, quando possibile, le cause. I rilievi misero in luce la presenza di fondazioni superficiali, l'impiego di materiale costruttivo di scarsa qualità, con scapoli irregolari e malta scadente, di volte presenti in tutti i livelli e spesso deformate dai carichi cui erano sottoposte, scarsi collegamenti fra i setti murari. Venne emanato nello stesso anno il Regolamento Edilizio per i Comuni dell'Isola di Ischia¹¹⁷, in cui si ritrovano numerose prescrizioni già presenti nel Regolamento di Norcia e la stessa impostazione nel distinguere le disposizioni utili per le nuove realizzazioni da quelle per interventi di recupero dei fabbricati "danneggiati e pericolanti". Si approfondisce inoltre l'attenzione sulla natura del substrato geologico. Tra le prescrizioni più importanti si ritrovano:

- divieto di utilizzo di 'muratura semplice', a meno che non si ricorra all'utilizzo del sistema baraccato con intelaiatura in legno o ferro;
- utilizzo della muratura ordinaria solo su costruzioni realizzate su terreno solido (lava, tufo) o in luoghi piani, e solo con coperture in materiali leggeri;
- limite dell'altezza delle nuove costruzioni a 10 m dal suolo, con un massimo di 2 piani abitabili;
- divieto di realizzare volte, archi e piattabande in muratura nei piani sopra terra: "sono soltanto permesse le volte nel piano sotterraneo che non si elevi da terra, purché fatte con buon materiale e buona malta, e con una saetta non inferiore al terzo della corda"¹¹⁸;
- negli edifici pubblici (chiese, scuole, municipi, ospedali, alberghi, teatri e simili), disposizione di porte e scale in modo da permettere la veloce evacuazione delle persone in caso di pericolo;
- realizzazione delle nuove case con riferimento alle "migliori regole che l'arte consiglia", assicurandosi della qualità del materiale e per le modalità di esecuzione. In questo caso, la norma entra nello specifico anche in riferimento al terreno di fondazione, vietando di costruire su pendii o su suoli franosi o prescrivendo, in casi particolari, la realizzazione preliminare di una platea di

¹¹⁷ Regno d'Italia, *Regolamento Edilizio per i comuni dell'Isola d' Ischia danneggiati dal terremoto del 28 luglio 1883*, Legge n. 1985 del 5 marzo 1884 e Regio Decreto n. 2600 del 29 agosto 1884

¹¹⁸ Ivi, Capo I, art. 4

fondazione; per quanto riguarda la tecnica costruttiva, vieta l'utilizzo di muratura a sacco e prescrive il tipo di lavorazione e di messa in opera: "con un lato di tale lunghezza che permetta di bene alternarle per testa e per punta, soprattutto presso le cantonate. Negli edifici che hanno il pianterreno in semplice muratura, i muri perimetrali, se fatti in pietra tufacea dell'Isola, avranno un'altezza non superiore a metri 4 e una grossezza non inferiore a metri 0,70. Una grossezza alquanto minore potrà essere permessa solamente nelle murature a mattoni, a regola d'arte eseguite, stante la loro maggiore solidità. È vietato lasciare nelle grossezze dei muri, specialmente perimetrali, gole da camino o altri vani, con tubi o senza, per uso di condotto. I vani delle porte e delle finestre saranno tenuti a distanza non minore di metri 1,50 dalle cantonate, e saranno protetti da piattabande, ovvero da voltini con una saetta non minore del terzo della corda, e guarniti ambedue inferiormente da un solido sostegno di legno o di ferro bene incastrato nei muri laterali. È vietata qualunque costruzione in aggetto o a sbalzo, fatta eccezione solamente per i balconi e le cornici; ma i primi non dovranno mai sporgere sulla via più di m. 0,60, le seconde, non più di metri 0,30"¹¹⁹;

- Per le coperture: "Le travature dei tetti dovranno essere a incavallatura completa, con la trave orizzontale (catena o corda) prolungata fino alla facciata esterna dei muri e sostenuta da altre travi poste longitudinalmente sopra i muri stessi, e con queste strettamente concatenate. Le tegole da usarsi per la copertura dei tetti dovranno essere leggiere, soprattutto negli edifici a due piani sopra terra, e bene trattenute da ganci, viti o legature, che ne impediscano la caduta. Si potrà prescrivere, a guarentigia delle soffitte o stanze a tetto, un buon tavolato sotto alle tegole, assicurato alle travi delle incavallature. [...] Il legname da impiegarsi nelle costruzioni (preferibilmente castagno) sarà di buona qualità, bene stagionato, e debitamente preparato per resistere ai tarli e ad altri insetti"¹²⁰.

Infine, appare particolarmente interessante quanto viene disciplinato per il ferro da posizionare nelle intelaiature: "Il ferro adoperato per le intelaiature ed ossature delle costruzioni baraccate dovrà essere di qualità malleabile, e tale da resistere senza frattura alle scosse violenti."¹²¹

Per quanto prescritto nei casi di consolidamento di fabbriche esistenti, si riporta interamente il testo del regolamento al Capo III, per la ricchezza dei particolari operativi:

¹¹⁹ Ivi, Capo I, art. 6

¹²⁰ *Ibidem*

¹²¹ *Ibidem*

CAPO III. - Norme pei fabbricati danneggiati e pericolanti.

Art. 12: “Indipendentemente dalle facoltà concesse al Prefetto della provincia e al Sindaco dalla legge sulle opere pubbliche (articolo 76), dalla legge comunale e provinciale (articoli 3 e 104), nonché dalle disposizioni della legge 2 marzo 1884, n. 1985, sui provvedimenti per Ischia, si dovrà procedere alla pronta demolizione totale o parziale di quei fabbricati che, per gravi danni cagionati dai terremoti o per frane o per qualsiasi altra causa, presentassero pericolo di caduta.”

Art. 13: “In caso di restauri si osserveranno le norme seguenti: 1. Saranno demolite le volte dei piani sopra terra, sostituendovi solai debitamente costruiti, e solo per eccezione si potranno conservare quelle dei pianterreni, quando siano in buono e sicuro stato, e possano solidamente guarentirsi, sia alleggerendole, sia rinforzandole con catene e cinte di ferro. 2. Si dovranno pure demolire i solai che sostengono i terrazzi, quando non abbiano una solidità proporzionata al peso che portano [...]. 3. In caso di bisogno, il telaio (cassa) dell'impalcatura verrà appoggiato su di un sufficiente numero di ritti, convenientemente situati entro la grossezza dei muri od almeno negli angoli di ciascuna stanza da coprirsi. La disposizione medesima sarà applicabile per sostegno dei pavimenti d'intersuolo. 4. Le volte delle chiese, che presentassero qualche pericolo, saranno sostituite da un soffitto debitamente costruito e sorretto da ritti fra loro concatenati, od altrimenti dovranno essere rinforzate da centine metalliche in modo da prevenire disastri. 5. Occorrendo di consolidare volte o muri mediante catene o cinte di ferro, queste dovranno abbracciare una grande superficie per mezzo di piastre metalliche, di reticolati, di lunghi pali o spranghe di ferro”.

Art. 14: “Quando lo stato pericolante di un edificio a più piani esiga una grave spesa per restaurarlo, se ne potrà prescrivere la riduzione a due soli piani sopra terra.”¹²²

Per le nuove costruzioni il Regolamento recupera e integra quanto era già stato disciplinato nelle disposizioni precedenti, in particolar modo in quella relativa a Norcia, a riprova del fatto che i tecnici e i legislatori avevano ben assimilato le lezioni dei precedenti eventi catastrofici. Particolarmente interessanti sono le specifiche per gli interventi di recupero degli edifici lesionati: viene prescritto l'uso non solo di catene in ferro, ma anche di piastre metalliche, spranghe di ferro e di quanto necessario per il consolidamento più utile.

¹²² Ivi, art. 12-14

Nel 1887, dopo il terremoto della Liguria, venne redatto il Regolamento contenente le norme per la costruzione e il restauro degli edifici nei comuni liguri¹²³ che però, di fatto, non aggiunse novità rispetto al precedente.

È importante mettere in evidenza come gli interventi prescritti in tutti i Regolamenti fino a quel momento emanati facessero riferimento a materiali tradizionali (se si esclude l'ingresso del ferro a legare le murature): per questo motivo non si abbandona mai il riferimento alla regola dell'arte, a riprova del fatto che l'approccio sul tema era ancora principalmente empirico e ci si affidava alla tradizione costruttiva. Questa modalità muterà drasticamente agli albori del XX secolo.

Il Novecento si apre infatti con l'approfondimento di importanti studi sismologici che valutano la risposta degli edifici sottoposti a sollecitazioni di natura sismica; la rivoluzione culturale favorisce inoltre un nuovo approccio per affrontare la ricostruzione post sisma nelle aree interessate: vengono formate, non a caso, commissioni tecniche atte a suggerire nuovi regolamenti normativi comunali, in cui sono considerati e suggeriti gli interventi di maggiore efficacia in ambito strutturale. Tali considerazioni sono corredate da principi dimensionali derivanti dallo studio delle fabbriche murarie e dall'interpretazione delle nuove teorie della meccanica delle costruzioni, acquisite attraverso la formazione nelle nuove scuole politecniche italiane (rif. par. 4.2).

Parallelamente, il cemento armato entra nel mercato edilizio come materiale da costruzione innovativo, prestante e affidabile da un punto di vista statico (cfr. par. 2.2, 2.3). Il principale limite delle costruzioni e degli interventi in muratura era la difficoltà di ricondurre questo tipo di strutture a modelli matematici per poterne prevedere il comportamento statico, soprattutto durante l'oscillazione sismica. Tale analisi era invece molto più accessibile per strutture in cemento armato, facilmente descrivibili con modelli numerici di riferimento. La nuova tecnica costruttiva aveva iniziato a prendere piede proprio nei primi anni del Novecento, con successo sempre crescente. I tecnici che operavano in quel momento furono presto conquistati dalle sue prestazioni, così come dalla libertà compositiva che permetteva, rispetto alle rigide regole costruttive necessarie per la muratura. Inoltre, si andava sempre più raffinando il controllo sul suo comportamento statico attraverso le ipotesi di calcolo. Il cemento armato si configurò presto come il materiale migliore nel campo antisismico, soprattutto per la sua elasticità in risposta alle oscillazioni del terreno e per la facilità che offriva nel creare un sistema a telaio che consentisse di legare perfettamente le parti tra loro.

¹²³ Regio Decreto 12 novembre 1887, *Regolamento contenente le norme per la costruzione e il restauro degli edifici nei comuni liguri danneggiati dal terremoto del 22 febbraio 1887*

Le normative accolsero il nuovo approccio dell'architettura antisismica. Particolarmente interessanti, a questo proposito, sono i provvedimenti presi all'indomani del terremoto di Messina e Reggio Calabria del 1908, incredibilmente distruttivo, che interessò una vastissima area con epicentro nei pressi dello stretto di Messina e buona parte dei territori calabresi già colpiti nel 1783.

Il Regio Decreto n. 522 del 3 settembre 1906 aveva poco tempo prima definitivamente stabilito competenze e funzioni del Genio Civile, organo che diventa il riferimento principale nella particolare situazione di estrema urgenza operativa all'indomani del terremoto del 1908. L'allora primo Ministro Pietro Bertolini assegnò al Corpo Reale del Genio Civile di Messina e Reggio Calabria tutti i compiti relativi al primo intervento di ricostruzione di edilizia e infrastrutture.

Di nuovo, il Ministero dei Lavori Pubblici dispose l'immediato invio sul posto di tecnici preparati per osservare gli effetti del terremoto sul costruito, attingendo alle risorse migliori del Genio Civile e degli Uffici Regionali e affidando la direzione delle operazioni ai due Ispettori superiori del Genio di Palermo e Catanzaro. A seguito dell'osservazione diretta delle zone colpite vennero messi in luce molti errori costruttivi sia su edifici sia di destinazione pubblica che privata, nonché l'uso di materiali scadenti nella messa in opera. Le case ricostruite con tecnica baraccata diedero, invece, ancora una volta, ottimi risultati di resistenza e sicurezza.



Fig. 26 - Messina, effetti del terremoto del 1908. In «Giornale del Genio Civile», XLVII

Il Regio Decreto n. 68 del 28 gennaio 1909 autorizza la messa in sicurezza di molte abitazioni con operazioni di puntellamento, irrigidimento e riparazioni di lieve entità limitate allo stretto indispensabile, per agire con la massima rapidità. Tali operazioni di primo intervento avevano messo in luce che, nella maggior parte dei casi, i danni erano dovuti non solo alla pessima qualità muraria degli edifici, specialmente in rapporto alla loro altezza, ma anche alla troppo ridotta sezione stradale che caratterizzava l'urbanistica, che impediva di rimuovere le macerie con velocità e di raggiungere facilmente chi avesse bisogno di soccorso.

Con il Regio Decreto emanato il 15 gennaio 1909 vengono istituite due Commissioni, una incaricata di studiare e proporre norme tecniche edilizie adatte a emendare gli errori costruttivi rilevati dai sopralluoghi effettuati, l'altra con il compito di individuare le zone da destinare alla ricostruzione, studiando l'assetto geologico delle poche aree libere utili. Entrambe facevano riferimento ai migliori tecnici e studiosi attenti da tutti gli organi di competenza allora attivi sul territorio, in particolare il Consiglio superiore dei Lavori Pubblici, il Genio Militare, il Genio Civile, i docenti dei nuovi Politecnici e delle Scuole di applicazione degli ingegneri¹²⁴, coordinati dal Genio Civile. Quest'ultimo provvide nel minor tempo possibile alla rimozione delle macerie e alla realizzazione di opere di fondazione e spianamento dei terreni per la costruzione di baraccamenti urgenti, sia ad uso pubblico che privato. Durante tali operazioni vennero identificate tre le tipologie costruttive principali presenti sul posto, consistenti in: 1) pareti in muratura ordinaria, con sistemi orizzontali portanti semplicemente appoggiati, maggiormente sottoposti ai danni; 2) intelaiature con ossatura portante in legno o in ferro, come prescriveva il sistema baraccato, che avevano offerto la migliore risposta sismica; 3) "ingabbiature", costituite da struttura portante in muratura rinforzata da montanti in ferro collegati verticalmente alle fondazioni e orizzontalmente con catene connesse alle travi dei solai, che pure avevano contenuto crolli e danni.

¹²⁴ La *Relazione della Commissione incaricata di studiare e proporre norme edilizie obbligatorie per i comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 ed altri anteriori*, il cui contenuto viene successivamente esplicitato, è firmata a p. 7 dai tecnici della Commissione: Ing. Italo Maganzini, Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici; Ing. Giuseppe Agazio, Ispettore del Genio Civile; Colonnello Mariano Borgatti del Genio Militare di Roma; Ing. Enrico Camerana, Ingegnere capo del R. Corpo delle Miniere a Bologna; Ing. Silvio Canevazzi, Pro. nella R. Scuola d'applicazione per gli ingegneri a Bologna; Ing. Cesare Ceradini, Prof. nella R. Scuola di applicazione per gli ingegneri a Roma; Ing. Pietro Fenoglio, Torino; Ing. Cesare Nava, Deputato del Parlamento, Milano; Ing. Modesto Panetti, Prof. Nella R. scuola navale superiore di Genova; Ing. Mederico Perilli, Ingegnere capo nel Corpo del Genio Civile di Ravenna; Ing. Giovanni Salemi-Pace, Prof. della R. Scuola d'applicazione per gli ingegneri di Palermo; Ing. Angelo Reycond, Prof. nel R. Politecnico di Torino; Ing. Giuseppe Fornari, Ing. del Genio Civile; Ing. Giuseppe Canonica, Ing. del Genio Civile.

Nella *Relazione della Commissione incaricata di studiare e proporre norme edilizie obbligatorie per i comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 ed altri anteriori*¹²⁵, emergono soprattutto tre fondamentali novità, costituite da un rigore spiccatamente scientifico nell'approccio al tema, dall'introduzione dell'impiego del cemento armato per il consolidamento e, in alcuni casi, la sua scelta rispetto alla muratura e, infine, la prima suddivisione della Penisola in zone sismiche omogenee. Nell'allegato B si trovano considerazioni relative a:

- modelli numerici di riferimento;
- analisi geologiche e dei movimenti del sottosuolo;
- caratteristiche delle scosse sismiche e degli effetti di queste sugli edifici;
- ipotesi fondamentali di calcolo;
- grandezza delle forze rappresentative degli effetti sismici;
- definizione dei sistemi resistenti ai quali si possono applicare i calcoli di verifica degli edifici;
- criteri sul modo di scegliere e di concentrare le forze applicate ai sistemi resistenti
- ipotesi semplificative;
- effetti delle azioni locali;
- calcolo dei sistemi ingabbiati per le riparazioni delle armature di rinforzo in genere¹²⁶.

ESEMPDI DI CALCOLO DI COSTRUZIONI RESISTENTI ALLE SCOSSE SISMICHE

I.

ESEMPPIO I. — Edificio a due piani con doppia fila di ambienti, costruito secondo il sistema baraccato, ad ossatura di legno completa, cioè con montanti rigidamente collegati alle travi maestre dei solai, ai correnti incatenanti i muri e al telaio in sommità dell'edificio, che, alla sua volta, forma sistema colle incavallature del tetto.

Ne risulta il sistema a maglie quadrilatero, rappresentato nella fig. 1.

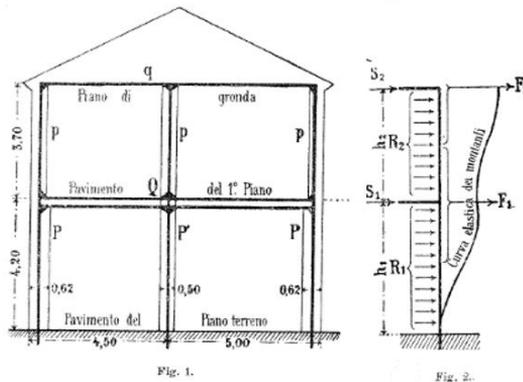


Fig. 27 - Calcolo di costruzioni, in «Giornale del Genio Civile», XLVII, Allegato E, 1909, p. 99

¹²⁵ «Giornale del Genio Civile», XLVII, 1909, p. 212

¹²⁶ Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909, in PANETTI 1909

Tali aspetti, per quanto fossero stati presi empiricamente in considerazione nei Regolamenti precedenti, non erano mai stati fino a questo momento analizzati così a fondo. Inoltre i diversi argomenti vengono descritti, ma anche teorizzati e dimostrati, con equazioni di equilibrio e modelli semplificati di calcolo. Per esempio, l'art. 24 del Regolamento indica:

“Nei calcoli di stabilità e resistenza delle costruzioni si debbono considerare:

1. le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sopraccarico, aumentate di una percentuale che rappresenti l'effetto delle vibrazioni sussultorie;
2. le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni (lunghezza e larghezza) ed agenti in entrambi i sensi di ogni direzione”.

Al fenomeno dinamico del terremoto veniva quindi associato un sistema statico equivalente, che permetteva di approfondire calcoli di stabilità e resistenza sul costruito. Le forze non erano ancora quantificate ma, certamente, tali parametri proporzionali diventavano utili per il dimensionamento e per l'individuazione delle vulnerabilità degli elementi costruttivi.

Un simile approccio analitico in campo normativo è sintomo del fatto che la Scienza delle Costruzioni aveva ormai acquisito dignità di procedura applicata per tali problematiche nel campo dell'edilizia (rif. par. 2.3).

Nello specifico, le *Norme tecniche ed igieniche*¹²⁷ nel Titolo I, dedicato alle Nuove Costruzioni, contengono le seguenti prescrizioni:

- divieto di costruire su terreni paludosi, franosi, sul confine fra strati di tipo o andamento diverso, oppure su terreni in forte pendio a meno che non si trattasse di roccia compatta;
- limite dell'altezza nelle nuove costruzioni, intesa come dimensione tra la linea di gronda e il suolo circostante, a 10 m, con interpiano non maggiore di m; in presenza di sopraelevazione del piano terra, il limite dell'altezza diviene pari a 1,5 m (a questo potevano fare eccezione edifici completamente isolati per ragioni di pubblica utilità, conservando comunque un'altezza massima di 16 m);

¹²⁷ Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909, in MAGANZINI 1909, *Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 o altri precedenti*, in «Giornale del Genio Civile», XLVII, Allegato D, art. 1-36, 1909

- obbligo di eseguire le fondazioni su uno strato di roccia compatta o su un terreno perfettamente sodo o, comunque, con una pressione statica unitaria su terreno non roccioso non maggiore di 2 kg/cmq;
- obbligo di eseguire i lavori di costruzione secondo la migliore regola dell'arte, con buoni materiali e con accurata mano d'opera. Viene vietato l'uso di murature a sacco e con ciottoli, al fine di garantire monoliticità ai pannelli murari;
- divieto dell'utilizzo di materiali fragili per la realizzazione delle membrature (come la ghisa);
- divieto di eseguire opere murarie al di sopra del piano di gronda;
- possibilità di utilizzo della muratura ordinaria negli edifici costituiti da solo piano terreno con idonei ammorzamenti tra i muri: "la costruzione sia fatta con buona malta; le parti murarie aventi funzione statica siano eseguite con mattoni o blocchi di pietra naturale od artificiale a facce piane, oppure a struttura listata, fatta con pietra spezzata e interrotta da corsi orizzontali di mattoni o da fasce continue di cemento armato, distanti non più di cm. 60 fra loro; i muri perimetrali abbiano alla base una grossezza non minore di 1/8 dell'altezza e siano immorsati coi muri trasversali distanti non più di 5 metri. Nel caso di intervalli maggiori i muri predetti, ed in genere quelli maestri debbono essere muniti di lesene di rinforzo, ripartite a distanza non superiore a metri 5, e di aggetto uguale almeno alla metà della grossezza del muro stesso; la costruzione sia consolidata al piano del pavimento da collegamenti rigidi, e alla sommità dei muri maestri tanto perimetrali quanto trasversali, da catene di ferro o telai di legno o di cemento armato rinforzati da squadre negli angoli. In detti edifici bassi sono pure ammesse le strutture ad elementi forali collegati da anime metalliche o comunque formate da elementi concatenati o incastrati fra loro"¹²⁸;
- obbligo di costruire i nuovi edifici con sistemi caratterizzati da un'ossatura di legno, ferro, cemento armato o muratura armata, "capaci di resistere contemporaneamente a sollecitazioni di compressione, trazione e taglio. Esse debbono formare un'armatura completa di per sé stante dalle fondamenta al tetto, saldamente collegata colle strutture orizzontali portanti (solai, terrazzi e tetti) e che contenga nelle sue riquadrature, oppure racchiuda nelle sue maglie, il materiale formante parete, o vi sia immersa. Gli edifici debbono avere il loro centro di gravità il più basso possibile"¹²⁹. Per il sistema di irrigidimento, si specifica che debba avere: "connessioni rigide delle membrature nei punti d'incrocio; collegamenti diagonali o controventi, riempimento o rivestimento di

¹²⁸ Ivi, art. 8

¹²⁹ Ivi, art. 7

struttura tale da opporsi efficacemente alle deformazioni”¹³⁰, mentre per il sistema di riempimento si viene ammesso l’uso di “muratura armata, animata od ingabbiata; pareti semplici o doppie di lastre naturali o artificiali , di reti metalliche intonacate, di tavolati di legno iniettati o rivestiti o di qualunque altro materiale che presenti solidità, leggerezza e sia immune, per quanto possibile, all’azione del fuoco e dell’umidità atmosferica”¹³¹. Si aggiunge infine che “[...] Tutte le unioni delle membrature fra loro debbono essere studiate in modo che non venga indebolita la resistenza delle parti costituenti l’organismo statico”¹³²;

- divieto dell’uso delle volte impostate al di sopra del suolo. “Sono ammesse quelle del piano sotterraneo, purché con saetta minore del terzo della corda, e muniti di tiranti per elidere le spinte”¹³³;
- divieto di realizzazione di scale a sbalzo o portate da archi e volte in muratura
- divieto di realizzazione di qualsiasi costruzione in aggetto o a sbalzo, fatta eccezione per balconi (non più sporgenti di 60cm e sostenuti da mensole ben collegate alla muratura) o cornici (non più sporgenti di 40cm escluso il canale di gronda, se in lamiera, ed in struttura leggera e solidale con il telaio);
- obbligo di posizionare i vani di porte e finestre all’interno del telaio in legno o cemento armato, con architravi in legno o archi di scarico, posizionandoli nel caso degli edifici in muratura a una distanza non minore di 1,50m dagli spigoli del fabbricato;
- per la struttura dei solai: “Nel caso di edifici di muratura ordinaria, le travi dei solai, in numero di una almeno ogni 3 m, debbono poggiare su tutta la grossezza dei muri, ed essere impalettate esternamente”¹³⁴;
- per le coperture: “La struttura dei tetti deve escludere nel modo più assoluto qualsiasi spinta orizzontale, da eliminarsi mediante catene rese solidali col telaio di coronamento alla sommità dei muri. Le incavallature debbono essere collegate trasversalmente fra di loro. Non sono richieste catene di collegamento nelle costruzioni con muri a timpano, reggenti tetti, la cui struttura sia costituita dai soliti arcarecci, i quali però debbono essere impalettati agli estremi e collegati longitudinalmente. Nei tetti a falde, il materiale di coperta non deve eccedere il peso di kg. 45 per metro quadrato anche se bagnato, e deve essere assicurato all’orditura”¹³⁵.

¹³⁰ Ivi, art. 13

¹³¹ Ivi, art. 14

¹³² Ivi, art. 15

¹³³ Ivi, art. 10

¹³⁴ Ivi, art. 11

¹³⁵ Ivi, art. 19

Seguono prescrizioni a livello urbanistico relative alla larghezza delle strade, alla posizione degli edifici rispetto ad esse, divieti di sopraelevazione delle costruzioni oltre 10m.

Nel Titolo II si trovano indicazioni relative alle *Ricostruzioni* (art. 25-27), che prescrivono la possibilità di ricostruire sui primitivi allineamenti riutilizzando le fondazioni preesistenti quando non in presenza di lesioni.

Particolarmente interessanti sono gli articoli contenuti nel Titolo III (art. 28-36), che disciplina le *Riparazioni*. Si riporta integralmente il testo dei seguenti articoli per la ricchezza di descrizioni:

- Art. 29: “Le volte esistenti negli edifici da riparare sono tollerate, a condizione espressa che non siano lesionate, non siano impostate su muri lesionati o strapiombati, e sempre quando sia provveduto ad eliminare le spinte coll'apposizione di robuste cinture, chiavi e tiranti. In ogni caso però dovranno sostituirsi con strutture non spingenti le volte in sommità degli edifici, a più piani”.

- Art. 30: “Nelle riparazioni degli edifici danneggiati saranno osservate, in quanto siano applicabili, le disposizioni contenute nel titolo I, e specialmente si debbono:
 1. sostituire le scale di muratura e a sbalzo, con scale di legno o sopra intelaiature, salvo il caso in cui i gradini poggino su due muri maestri;
 2. sostituire i tetti spingenti con altri senza spinte;
 3. ridurre gli aggetti, le cornici, i balconi e le strutture sovrastanti ai piani di gronda in conformità degli articoli 6 e 18 e disporre le condotte e le canne di scarico di qualsiasi specie in modo da non intaccare le murature, anzi da permettere l'integrazione, ove l'indebolimento sia avvenuto. L'altezza di tali edifici deve essere ridotta a quella stabilita agli articoli 2 e 3”.

- Art. 33: “Gli edifici lesionati e non costruiti col sistema intelaiato o baraccato, elevantisi oltre il piano terreno, previamente ridotti, ove occorra, a norma del precedente art. 30, devono essere rafforzati da montanti di legno, di ferro, o di cemento armato, infissi solidamente a incastro nelle fondazioni, continui fino alla sommità dell'edificio e rilegati fra loro da cinture al piano della risega di fondazione, e a quelli del solaio e della gronda, in modo da formare un'armatura a gabbia. I detti montanti debbono essere collocati almeno in corrispondenza di tutti gli spigoli dell'edificio e in ogni caso a distanza non maggiore di 5 m. l'uno dall'altro. Le cinture debbono essere riunite con le travi del solaio, prolungandone una almeno ogni 3 m., impalettata esternamente. In mancanza, si debbono porre chiavi passanti ad ogni 3 m. almeno di distanza”.

- Art. 34: “Le murature comunque lesionate, che presentano strapiombo o si manifestano eseguite coi sistemi esclusi all'art. 5, nonché quelle in cui si nota fessuramento diffuso, debbono essere demolite. Quelle semplicemente lesionate, che non presentino i caratteri anzidetti, oltre a quanto è prescritto all'art. 33, debbono venire riparate, riprendendone la costruzione per ciascuna lesione con muratura da farsi esclusivamente con buona malta, fino ad immorsarsi, con profondi attacchi, con la parte sana. È vietato l'impiego di archi di muratura per puntellamento o collegamento di muri”
- Art. 35: “Gli edifici di cemento armato che presentino lesioni tali nelle membrature dell'ossatura resistente, da renderli inutilizzabili, debbono essere demoliti e rifatti per tutta la parte alla quale si estende la funzione portante della membratura danneggiata. Quelle intelaiate di altri sistemi, o semplicemente baraccate, che si trovino nello stesso caso, possono essere riparate sostituendo con altri nuovi gli organi lesionati, purché si provveda ad un collegamento ben rigido colla rimanente armatura o intelaiatura”.¹³⁶

Elemento di novità infine quanto espresso nell' Art. 31, che pone per la prima volta attenzione agli edifici monumentali: “Per le riparazioni degli edifici di carattere nazionale, in specie per valore artistico, storico od archeologico, sarà stabilito, caso per caso, il partito da seguire pel solo consolidamento, con riguardo alle disposizioni del precedente art. 3”.

Il Regolamento del 1908 recupera molte delle prescrizioni contenute nelle norme precedenti e non dimentica l'importanza delle regole dell'arte, ma si apre definitivamente alle nuove tecnologie edilizie. Partendo dalla riproposizione della muratura baraccata, per esempio, dispone integrazioni con le tecnologie “attuali”, tramite la sostituzione dell'ossatura in legno con il ferro o il cemento armato e la connessione a tamponature con “murature di qualità”. Insiste sull'importanza dei collegamenti fra gli orizzontamenti e le strutture verticali, con travi ben legate alle murature e ammorsamenti tra i setti murari ma suggerisce nuovamente l'utilizzo di fasciature e catene proprio per assicurare il più possibile il comportamento scatolare. Vieta le strutture spingenti fuori terra, come pure la realizzazione di elementi non strutturali pesanti, prescrivendo il collegamento di quelli necessari alle strutture portanti. Obbliga a inserire architravi resistenti a flessione per rinforzare le aperture, che comunque si dovevano mantenere allineate e a una distanza di

¹³⁶ Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909, MAGANZINI 1909, *Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 o altri precedenti*, in «Giornale del Genio Civile», XLVII, Allegato D, art. 29-35, 1909

rispetto dagli spigoli dell'edificio. Compaiono, infine, le prime indicazioni sulle vulnerabilità costruttive la cui identificazione è utile alla prevenzione (per esempio nelle specifiche sulle volte in pietra). Nel campo delle riparazioni vengono inoltre date indicazioni per aumentare la resistenza degli elementi murari degli edifici lesionati.

Si legge tra le *Norme* una grande modernità di pensiero: gli attuali metodi della prevenzione iniziavano a farsi strada e l'approccio scientifico e metodologico aveva trovato la giusta direzione.

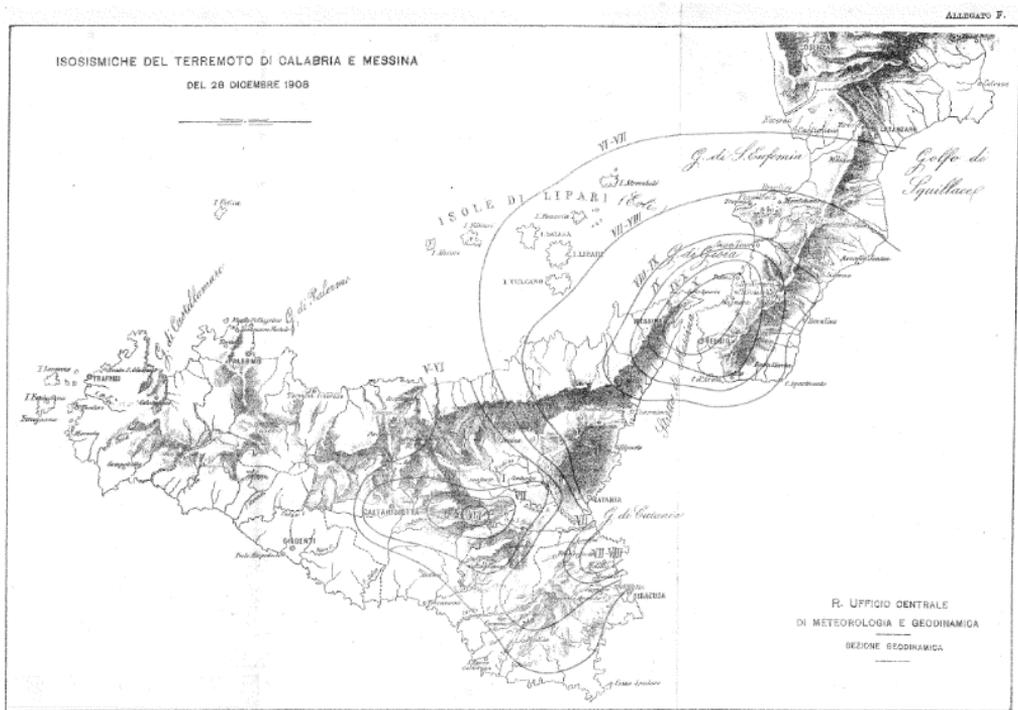


Fig. 28 - «Giornale del Genio Civile», XLVII, Allegato F, 1909

Non meno importante, risulta il primo tentativo di mappare le zone con maggiore rischio sismico. In questa fase iniziale, l'approccio era basato sull'esperienza degli eventi, e sulla cartografia venivano esclusivamente indicati i comuni colpiti. Tale mappatura venne costantemente aggiornata negli anni successivi sulla base della localizzazione dei nuovi fenomeni sismici e sull'entità dei danni osservati.

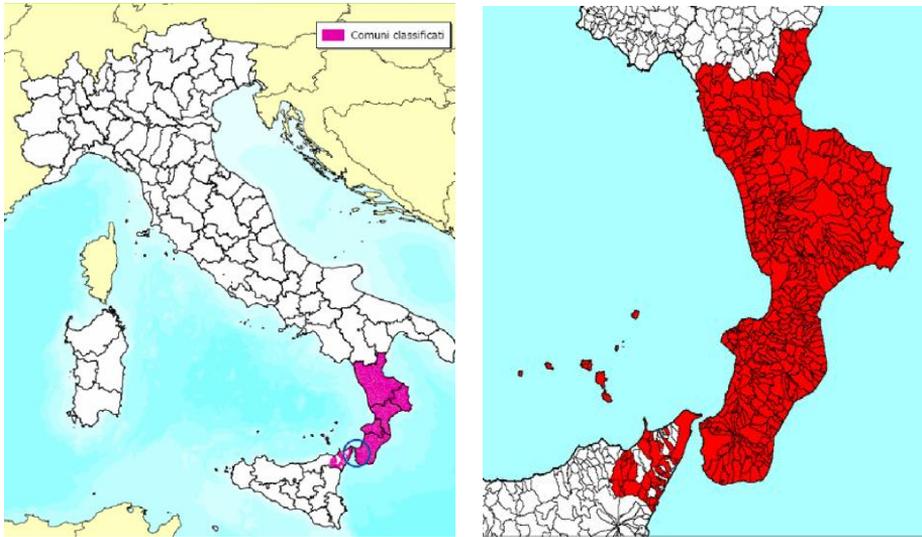


Fig. 29 - Zonazione del R.D. n. 193 del 18 aprile 1909

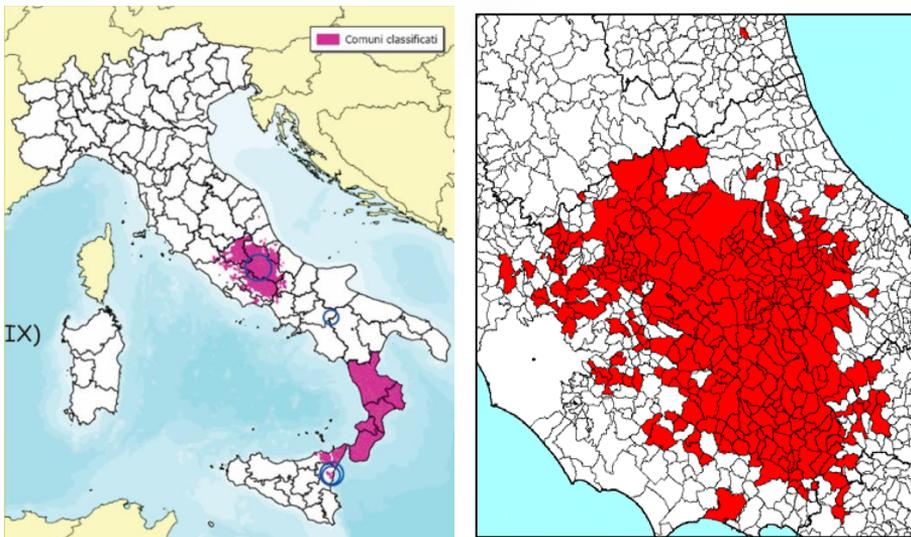


Fig. 30 - Zonazione del R.D. n. 573 del 18 aprile 1915

Il Regio Decreto n. 1080 del 1912¹³⁷ modificò le prescrizioni sulla costruzione con murature ordinarie, che potevano arrivare a due piani con altezza massima di 7 m, ma solo con l'esclusivo impiego di mattoni o pietra lavorata in blocchi parallelepipedi.

Un nuovo evento sismico particolarmente distruttivo, il terremoto di Avezzano del 1915, induce a sviluppare maggiormente la zonizzazione della Penisola e ad introdurre un primo tentativo di quantificazione dell'azione sismica nelle norme.

Il Regio Decreto n. 573 del 1915¹³⁸ ripropone quanto disposto nel 1909 e aggiunge importanti considerazioni:

- nelle fondazioni per gli edifici intelaiati o baraccati, i ritti dell'armatura dovevano essere perfettamente a incastro nel terreno roccioso sottostante o innestarsi su una platea armata; quelle degli edifici in muratura ordinaria dovevano invece essere costituite da muri continui e posizionarsi in modo che la pressione statica unitaria, in generale, non superasse i 2 kg per cmq;
- nei tetti a falde, il materiale di coperta bagnato non doveva eccedere il peso di 70 kg per mq;
- le condutture di ogni specie dovevano essere accuratamente isolate dalle strutture portanti. Nelle costruzioni di muratura ordinaria esse non dovevano intaccare lo spessore dei muri. I sostegni per condutture elettriche aeree di qualsiasi specie dovevano essere indipendenti, fatta soltanto eccezione le diramazioni nell'interno degli edifici;
- le unità abitative dovevano essere indipendenti l'una dall'altra a meno che i proprietari di edifici adiacenti non si accordassero per fabbricarli contemporaneamente e con sistemi costruttivi analoghi.

Nel *Rafforzamento degli edifici*, all'Art. 35, si legge: "Gli edificii lesionati o non costruiti con sistema intelaiato o baraccato, elevanti oltre il piano terreno, previamente ridotti se le loro condizioni statiche lo richiedano a norma del precedente art. 32, debbono essere rafforzati da collegamenti verticali di legno, di ferro o di cemento armato, correnti dalle fondazioni alla sommità dell'edificio e rilegati fra di loro da cinture al piano della risega di fondazione ed a quelli del solaio e della gronda, in modo da formare una ingabbiatura esterna. I detti collegamenti debbono essere collocati

¹³⁷ Regio Decreto n. 1080 del 6 settembre 1912, *Approvazione delle norme obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici nei comuni colpiti dal terremoto, in sostituzione di quelle approvate col R.D. 18 aprile 1909, n. 193*

¹³⁸ Regio Decreto n. 573 del 29 aprile 1915, *Norme tecniche ed igieniche da osservarsi per i lavori edilizi nelle località colpite dal terremoto del 13 gennaio 1915* (G.U. n. 117 del 11 maggio 1915)

almeno in corrispondenza di tutti gli spigoli dell'edificio ed a distanza non maggiore di m. 5 l'uno dall'altro”.

L'Articolo è particolarmente interessante perché, per la prima volta, vengono citati anche edifici esistenti non lesionati di cui però si riconosce la vulnerabilità costruttiva e vengono prescritti per essi interventi di consolidamento. In particolare, prevede l'inserimento di collegamenti non solo orizzontali ma anche verticali: si tratta del principio delle catene verticali (che si ritrova nel *Regolamento Edilizio* del 1924), di straordinaria modernità. Si riconosce in esso un'anticipazione del concetto di miglioramento e/o adeguamento sismico che, purtroppo, non verrà ripreso dalle successive normative.

Infine il Decreto approfondisce i modelli numerici, quantificando per la prima volta l'azione sismica: “Nei calcoli di stabilità e di resistenza degli edifici da costruire nei comuni colpiti dal terremoto si debbono considerare; 1 - le azioni statiche dovute al peso proprio e al sopraccarico quando ha carattere fisso o di lunga permanenza, aumentate del 50% che si suppone rappresenti l'effetto delle vibrazioni sussultorie; 2 - le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandolo con accelerazioni, applicate orizzontalmente alle masse del fabbricato nelle due direzioni (lunghezza e larghezza) ed agenti in entrambi i sensi di ogni direzione. I rapporti fra le forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli ed i corrispondenti pesi debbono essere uguali a: un ottavo per il piano terreno degli edifici che al piano di gronda non siano più alti di m. 10; un sesto per il piano superiore di detti edifici e per quelli di altezza maggiore”. Risultano quindi introdotti:

- incremento dei carichi verticali per simulare scosse sussultorie;
- azioni orizzontali maggiori ai piani più elevati degli edifici ($C=0,125$ al piano terreno; $C=0,167$ ai piani superiori).

Con il Regio Decreto¹³⁹ del 1924, che ripropone quanto precedentemente prescritto, viene introdotta una ulteriore specifica sui modelli numerici, distinguendo il comportamento delle azioni verticali e orizzontali, che non dovevano considerarsi agenti contemporaneamente. Inoltre, viene per la prima volta esplicitato che la progettazione doveva essere firmata da un ingegnere.

Nei successivi Decreti si raffinano sempre di più non solo le prescrizioni sulle nuove costruzioni e sul recupero degli edifici compromessi, che aggiungono di volta in volta nuovi dettagli costruttivi, ma anche i riferimenti numerici di calcolo. Nel 1927 per

¹³⁹ Regio Decreto n. 2089 del 23 ottobre 1924, *Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni, e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comune dichiarati zone sismiche* (G.U. n. 303 del 30 dicembre 1924)

esempio, s'impone la dimensione minima dei pilastri in cemento armato pari a 30x30 cm e, per calcolare le azioni dinamiche dovute al moto sussultorio, si prevede di aumentare del 50% i carichi del peso proprio di ogni parte dell'edificio e il relativo sopraccarico massimo.

Anche la zonazione sismica si evolve: i terremoti del Friuli, nel 1928, dell'Irpinia e delle Marche, nel 1930 portano ad estendere le zone di rischio e a inserire le categorie di pericolosità¹⁴⁰ con il Decreto del 1930. Numerosissimi sono i Decreti che, in tutto l'arco del Novecento, in seguito a ogni importante evento sismico, aggiorneranno la mappatura (tra gli altri: terremoti del Friuli, nel 1936, di Offida nel 1943, dell'Irpinia nel 1962, di Belice nel 1968, di Tuscania nel 1971, delle Marche nel 1972, della Valnerina, nel 1979) fino a quello dell'Irpinia, nel 1980. Dopo quest'ultimo, nel 1984, le zone individuate faranno riferimento a criteri scientifici elaborati per la classificazione sismica.

Con il terremoto della Maiella, nel 1933, il Decreto¹⁴¹ esplicherà definitivamente la necessità dell'utilizzo di "solai in cemento armato da preferirsi in località sismiche" e di cordoli orizzontali in cemento armato per edifici in muratura particolarmente alti.

L'uso del calcestruzzo armato verrà sempre più consigliato e man mano codificato anche nel campo del consolidamento e del restauro architettonico. La Carta del restauro del 1931, redatta a seguito della conferenza tenutasi ad Atene nell'ottobre dello stesso anno con l'obiettivo di individuare le migliori strategie nella conservazione del patrimonio artistico¹⁴², nel capitolo V dichiara: "li esperti hanno inteso varie comunicazioni relative all'impiego di materiali moderni per il consolidamento degli antichi edifici; ed approvano l'impiego giudizioso di tutte le risorse della tecnica moderna, e più specialmente del cemento armato. Essi esprimono il parere che ordinariamente questi mezzi di rinforzo debbano essere dissimulati per non alterare l'aspetto e il carattere dell'edificio da restaurare; e ne raccomandano l'impiego specialmente nei casi in cui essi permettono di conservare gli elementi in situ evitando i rischi della disfattura e della ricostruzione". Al di là dell'affermazione complessiva sull'opportunità d'impiego del cemento, è forse possibile intravedere una consapevolezza in merito al "successo" che tale tecnica incontrava già ai tempi degli interventi post-sismici.

Sono infatti diversi, in questi anni, gli esempi di interventi su edifici anche monumentali caratterizzati dall'inserimento di elementi in cemento armato. Nonostante se ne approfondisse sempre di più il controllo dal punto di vista statico, si sorvolava sul fatto

¹⁴⁰ Regio Decreto n. 682 del 3 aprile 1930, *Norme tecniche ed igieniche per le località sismiche* (G.U. n. 133 del 1930)

¹⁴¹ Regio Decreto n. 640 del 25 marzo 1935

¹⁴² International Museums Office, *Carta del Restauro di Atene*, Atene, 1931

che questo materiale, dotato di resistenza propria, inserito in fabbriche murarie dalle caratteristiche molto diverse dal punto di vista strutturale, avrebbe potuto snaturarle non solo da un punto di vista estetico, ma soprattutto rispetto al loro comportamento statico e dinamico. Scrive a questo proposito Gustavo Giovannoni: “Nei paesi [...] colpiti dal terremoto sono frequenti i progetti di ricostruzione di chiese in cui le arcate o le navi sono attraversate da catene di collegamento in cemento armato non dissimili da quelle in legno dei monumenti bizantini. Per tali monumenti tuttavia il contrasto è veramente tragico fra il loro sistema costruttivo originario e quello a struttura elastica intelaiata [...] richiesto dalle norme antisismiche; poiché qui, di contro al dinamismo rivoluzionario del terremoto l’equilibrio di risorsa poco conta, e spesso la sicurezza rende necessari, appena temperati dagli espedienti, i sacrifici più gravi.”¹⁴³.

Da questo momento e durante i decenni successivi tale approccio diventa sempre più sistematico; i nuovi materiali vengono messi in opera molto spesso senza uno studio preliminare e approfondito sulla natura degli edifici su cui bisogna intervenire, dimostrando: “Uno scarso interesse per la conservazione materiale dell’architettura, specie per le sue finiture originali, e un’ottimistica fiducia per le proprietà resistenti del cemento armato, nonché una sostanziale indifferenza nei confronti della distinguibilità delle integrazioni moderne [...]”¹⁴⁴. La diffusione culturale su larga scala del cemento armato, e parimenti l’oblio della conoscenza dell’arte del costruire, hanno fatto sì che la quasi totalità degli interventi di consolidamento moderni fosse caratterizzata da acritiche applicazioni delle nuove tecniche costruttive.

¹⁴³ GIOVANNONI 1925

¹⁴⁴ FIORANI 2007, p. 500

3.3. Indicazioni, divieti e interventi suggeriti dalle normative: lettura critica

Come visto nei precedenti paragrafi (cfr. 3.1., 3.2.), il periodo storico considerato è particolarmente interessato dallo sviluppo dei temi della tutela e della salvaguardia dei beni culturali. L'attenzione a questi argomenti, già presente nell'Italia preunitaria, viene sempre più nutrita dal nuovo Stato, chiamato a preservare i numerosi oggetti d'arte presenti nel territorio e a intervenire, sotto forma di provvedimenti, sulla loro conservazione, anche a fronte dei danni dovuti al numero di eventi sismici che interessano la Penisola.

Il tema della sicurezza sismica delle città e dell'edilizia urbana è per questo storicamente sempre presente nel territorio italiano e ha dato vita ad una serie di norme (cap. 3.2.) che prescrivono la realizzazione di soluzioni costruttive ed elementi strutturali che spesso si sono dimostrati, nel tempo, efficacemente antisismici¹⁴⁵.

Nei regolamenti edilizi, prescritti dai Regi decreti e emanati in seguito agli eventi distruttivi, si trovano numerose disposizioni costruttive. Come visto, ogni nuovo decreto recupera l'esperienza di quello precedente per aggiungere specifiche sempre più dettagliate. Dalla lettura critica di tali contenuti si possono riconoscere provvedimenti inizialmente spesso fin troppo restrittivi (come dimensionamenti eccessivamente a favore di sicurezza), ma anche principi della progettazione da considerarsi ancora validi (come per la ricerca di qualità muraria e la sollecitazione a realizzare opportuni collegamenti fra elementi strutturali verticali e orizzontali).

Di fondamentale importanza fu l'esperienza dei tecnici di volta in volta inviati nei luoghi devastati dai terremoti per osservarne gli effetti non solo sulle strutture ma anche dal punto di vista geologico e urbanistico. L'analisi visiva dei danni ha permesso in passato, così come ancora permette oggi, di individuare le criticità e le vulnerabilità strutturali del costruito, affinando sempre di più la disciplina antisismica.

Da sempre è apparso evidente che la qualità dei materiali costruttivi e un'applicazione cosciente della regola dell'arte costituissero condizioni imprescindibili nella costruzione di strutture in grado di offrire una risposta soddisfacente in presenza di sollecitazioni sismiche. La scarsa qualità muraria ha determinato, con i terremoti, il danneggiamento di

¹⁴⁵ PUGLIANO 1993

edifici che risultavano “sgretolati, ridotti in mucchi di macerie minutissime”¹⁴⁶, rendendo inefficaci gli interventi di consolidamento successivi.

È interessante notare come alcuni dei provvedimenti adottati dopo eventi disastrosi si ripetano in tutti i regolamenti dell'epoca e risultino ancora oggi validi. Nello specifico si possono segnalare alcuni tra gli aspetti più significativi. Fra questi vi è una criticità, il richiamo alla cosiddetta “regola dell'arte” (dalle *Norme* emanate da Ferdinando IV di Borbone nel 1784), intesa come realizzazione di buona muratura con materiali di qualità (sia pietre che leganti), ammorsature idonee tra paramenti ortogonali e giusto proporzionamento geometrico tra le parti. Si sconsigliano murature a sacco, privilegiando paramenti con blocchi di forma parallelepipedica ben profilata negli angoli. La nuova nozione di tensione riusciva a dimostrare che pietre non regolari tipicamente concentrano un elevato stato tensionale nei minimi punti di contatto tra pietra e pietra. Il problema della concentrazione di carico è soprattutto significativo con strati di malta di allettamento. Si trova spesso raccomandato uno spessore dei paramenti a sacco maggiore di 60 cm, con ortostati e diatoni reciprocamente ben ingranati, per garantire la stabilità globale della struttura. Il collegamento reciproco tra le varie parti della fabbrica, inoltre, deve essere garantito attraverso la messa in opera di paletti metallici ancorati alle parti terminali delle travi. Tale modalità costruttiva poteva derivare solo dalla profonda conoscenza della regola dell'arte che, indirizzando la progettazione strutturale, poteva garantire il corretto funzionamento del tessuto costruito durante gli eventi sismici di maggiore intensità. Solo un edificio ben ammorsato e collegato nelle sue parti può sviluppare con molta meno probabilità cinematismi di collasso.

Significativo è anche l'impiego del sistema baraccato, presente nella tradizione costruttiva antisismica almeno fin dal XVII secolo. È sempre stato evidente in modo empirico che la muratura, non resistendo a trazione, può essere aiutata strutturalmente dalla disposizione di un materiale elastico, dapprima legno e in seguito ferro e cemento armato. L'elasticità, unita alla capacità di resistere a trazione di un'ossatura in legno, caratterizzata da montanti distanti circa 1,20 m, ben collegati alle travi e irrigiditi da elementi diagonali (intelaiature dette ‘alla beneventana’) e completata da tamponature in muratura, si prestava perfettamente alla caratterizzazione di edifici che offrirono un'ottima risposta sismica. Anche dopo l'introduzione del cemento armato, il sistema baraccato continuò a essere spesso preferito alle nuove strutture, sia per la sua testata efficacia, sia per il più basso costo di realizzazione e la facilità di reperire i materiali utili. Solo dopo il 1920 si iniziò ad abbandonare tale tecnica, per la necessità di adeguamento alle prescrizioni

¹⁴⁶ Collegio degli Ingegneri ed Architetti in Napoli, *Relazione della Commissione nominata dal Collegio per studiare le cause che concorsero al disastro di Casamicciola sotto il punto di vista architettonico e sul miglior sistema di ricostruzione delle case*, Napoli 1883, pp. 1-2

antisismiche della normativa. Questa infatti disciplinava l'utilizzo delle nuove strutture in cemento armato verificate dalle nuove conoscenze scientifiche, particolarmente necessarie per la produzione industriale su larga scala di acciaio a basso costo (processo Bessemer, 1856) e al successo del nuovo sistema del "béton armé" brevettato da Hennebique.

Molto importante è poi la limitazione dell'altezza degli edifici in muratura, talvolta anche ricondotti al solo primo piano (dal *Regolamento Edilizio* del 1860), nonché le raccomandazioni per rastremare la sezione muraria: appariva dunque chiaro che la spinta orizzontale del sisma avrebbe creato minori danni con un baricentro della struttura più basso possibile, rendendola meno vulnerabile (la relazione analitica non veniva ancora applicata, anche se era già stata dimostrata).

È inoltre segnalata la particolare attenzione da dare al collegamento delle fondazioni al terreno, per impedirne lo scorrimento relativo (dal *Regolamento Edilizio* del 1860): viene consigliata la realizzazione del tipo "a platea" al posto delle fondazioni isolate e superficiali, specie se eseguite su "terreno di natura uniformemente resistente, non soggetto a infiltrazioni di qualsiasi natura, né a spostamenti causati da sfaldamento del sottosuolo"¹⁴⁷. Viene inoltre indicato un limite nel dimensionamento di aggetti come balconi e cornici (dal *Regolamento Edilizio* del 1860). Prima a livello empirico, poi con l'analisi statica, era infatti apparso chiaro che i grandi sbalzi costituivano elementi di vulnerabilità. Uguale enfasi viene data alla connessione tra gli elementi costruttivi orizzontali e verticali (dal *Regolamento Edilizio* del 1860), per cui le travi dovevano poggiare su tutta la muratura riducendo le tensioni di compressione sull'appoggio degli elementi, e all'impiego di speroni murari, per inibire il ribaltamento della muratura e lo scorrimento tra le parti (dal *Regolamento Edilizio* del 1860)

Fondamentali sono poi i divieti, come quello di realizzare, in generale, strutture spingenti, soprattutto archi, volte e coperture (dal *Regolamento Edilizio* del 1884): "L'addossamento degli archi e delle volte ai muri maestri se non è fatto con ogni possibile cautela è sempre il più comune inconveniente che mina contro la stabilità dell'edificio. Infatti gli archi o le volte, che per loro natura spingono in senso orizzontale, gravitano il sovrastante loro peso in tal senso sul muro a cui vengono addossati"¹⁴⁸. Le spinte dovevano essere eliminate attraverso l'inserimento di catene metalliche o con la demolizione di archi e volte; in questo caso la prescrizione era già dettata da considerazioni basate su nozioni prettamente analitiche dedotte con l'ausilio della statica grafica. Si aggiunge a questi il divieto di utilizzare materiale avente comportamento fragile come la ghisa (dal *Regolamento*

¹⁴⁷ ANDREANI 1921, p. 1

¹⁴⁸ Ivi, p. 57

Edilizio del 1909): era stato notato e sperimentato che la resistenza del materiale è strettamente legata alla quantità di carbonio presente nella struttura cristallina del metallo e del grado di compattezza della grana, proprietà che conferiscono differenti caratteristiche meccaniche. Nel caso specifico, la ghisa presenta la stessa duttilità dell'acciaio, ma fragilità di gran lunga superiore. La prescrizione del limite minimo della sezione stradale (dal *Regolamento Edilizio* del 1909) derivava invece soprattutto dalla constatazione che le sezioni stradali troppo strette impedivano il primo soccorso e rendevano molto più complessa la rimozione delle macerie e la messa in sicurezza degli edifici.

Accanto alle prescrizioni utili per le nuove costruzioni, di particolare interesse sono gli indirizzi che man mano vengono esplicitati per gli interventi che oggi vengono definiti di consolidamento. Anche in questo caso è opportuno evidenziare i più importanti.

L'impiego del metodo scuci-cuci (dal *Regolamento Edilizio* del 1860) derivava dalla comprensione del fatto che l'interezza della sezione muraria aumenta la resistenza meccanica. Non si considerava però ancora che materiali differenti sono nella maggior parte caratterizzati da diversa rigidezza e tale disomogeneità può rendere inefficace e a volte peggiorativo l'intervento di consolidamento. In generale viene sollecitata la risarcitura delle murature lesionate (dal *Regolamento Edilizio* del 1909).

Una particolare enfasi viene data alla sistemazione di catene di ferro per collegare murature, sempre più spesso con funzione cerchiate (dal *Regolamento Edilizio* del 1860), ma anche all'adozione di collegamenti e/o catene in ferro posizionati in senso orizzontale e verticale (dal *Regio Decreto* del 1915). Importante è anche il richiamo alla sostituzione delle volte con solai piani o il loro incatenamento (dal *Regolamento Edilizio* del 1860). È infine fondamentale sottolineare il maggiore interesse alla lettura del quadro fessurativo come espressione dei cinatismi sviluppati (dal *Regolamento Edilizio* del 1909).

I collegamenti con le catene in ferro, in particolare, si basano su pochi ma fondamentali principi della "regola dell'arte" ampiamente studiati dai trattatisti e confermati dalla prassi costruttiva tradizionale. Questi dovevano assicurare un comportamento di tipo monolitico delle pareti murarie attraverso efficaci connessioni degli elementi costituenti (pietra, laterizio) o mediante inserimento di catene metalliche, nonché garantire all'insieme strutturale un comportamento globale di tipo scatolare mediante opportune ammorsature tra muri convergenti ed ancoraggi tra gli orizzontamenti e i muri d'ambito. Dovevano inoltre annullare la spinta orizzontale negli elementi ad arco, volte, coperture a tetto al fine di ridurre il rischio di ribaltamento degli elementi verticali di sostegno¹⁴⁹.

¹⁴⁹ DE IONNA, PICARRETA 2000

Il carattere comune degli interventi di consolidamento è la ricorrente alternanza nell'essere considerati o meno dalle norme fino agli inizi del Novecento. Fatto, questo, che si può spiegare in relazione al diverso ambito territoriale di applicazione delle norme, le quali, si ricorda, diventarono effettivamente 'nazionali' soltanto dopo il 1909¹⁵⁰.

Agli inizi del XX secolo, inoltre, lo studio dei fenomeni sismici da un punto di vista geologico poneva già l'attenzione non solo, come visto, alla tecnica costruttiva delle fondazioni, ma anche alla tipologia di suolo su cui dovevano essere innestate. Tali accorgimenti iniziarono a svilupparsi soprattutto dall'osservazione degli effetti del terremoto di Messina del 1908: dopo un'attenta analisi del tessuto urbano della città e dei danni derivati dall'azione sismica, gli esperti suggerirono l'adozione del un nuovo Regolamento Edilizio (rif. par. 3.2) che ponesse dei limiti sulla collocazione dei nuovi edifici nel territorio. Tale ordinamento, di conseguenza, introduceva il divieto di edificare in zone a rischio franamento e in aree costituite da terreni di riporto, dove possono verificarsi seri danni da cedimento fondale e conseguenti fenomeni di amplificazione sismica locale.

Le analisi svolte sui luoghi colpiti dal sisma avevano inoltre permesso di fare esperienza sull'interpretazione del quadro fessurativo restituito dagli edifici danneggiati. La manualistica operativa nei primi anni del XX secolo già conteneva esempi pratici di lettura delle lesioni, proponendo disegni di casistiche più ricorrenti e utili metodi di consolidamento rispetto alla problematica individuata.

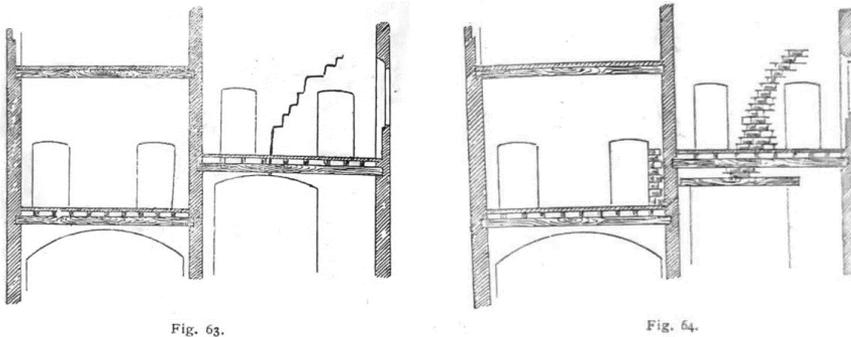


Fig. 31 - Esempi pratici di interventi su edifici lesionati (ANDREANI 1921, p. 122)

In tali testi si prende in considerazione l'andamento delle fessurazioni, la loro grandezza e la posizione anche rispetto agli elementi architettonici, strutturali e alle stratificazioni delle fasi costruttive: "Chi si prefigge di ricercare le cause che determinano qualsiasi lesionatura in un fabbricato, dovrà anzitutto conoscere approssimata l'epoca più o meno recente della costruzione, accertarsi se sieno state fatte aggiunte posteriori e verificare la

¹⁵⁰ Ivi, pp. 107 - 108

natura e lo stato dei materiali, non che del terreno su cui gravita il fabbricato in genere e la parte lesionata più in specie”¹⁵¹. Si era già dunque sviluppata la consapevolezza che la conoscenza delle fasi di trasformazione della fabbrica era fondamentale per comprendere la causa dei dissesti strutturali e scegliere l’operazione di consolidamento più idonea. Concetto poi caduto nell’oblio per molte decine di anni, fino ai giorni nostri.

¹⁵¹ ANDREANI 1921, p. 122

4. Comprensione dei fenomeni di dissesto dell'edilizia storica attraverso la lettura di danni sismici documentati

4.1. Premesse

Fu soprattutto nelle ultime decadi dell'Ottocento che si sviluppò uno studio fenomenologico degli effetti derivanti dallo scuotimento sismico negli edifici esistenti (rif. cap. 3); questo diede grande impulso per lo sviluppo della nascente ingegneria antisismica delle costruzioni, sulla base degli strumenti teorici forniti dal progredire della conoscenza in campo scientifico e tecnologico (rif. cap. 2).

Un *excursus* di fonti iconografiche e fotografiche sulla meccanica dei danni offre la possibilità di valutare l'efficacia dei presidi tradizionali scelti per il consolidamento delle fabbriche murarie nell'epoca di riferimento. Interessante è anche accennare come poi gli studiosi, in particolar modo nei primi anni del Novecento, tradussero la loro lettura dei fenomeni, ideando una serie di nuovi rinforzi antisismici per le costruzioni.

La valutazione critica dell'efficacia dei presidi antisismici tradizionali finalizzata alla loro riproposizione in chiave moderna, scopo della ricerca, trova le basi nelle osservazioni condotte in questo capitolo. Anche la validazione del metodo dell'Analisi Evolutiva del Dissesto (cap. 5) e le considerazioni espresse a valle delle elaborazioni numeriche dei casi studio (cap. 6), trovano utile confronto dai contenuti di seguito proposti.

4.2. Effetti ricorrenti dei terremoti sull'edilizia storica

Per poter analizzare gli effetti dell'azione sismica sull'edilizia storica prima che venisse compromessa dagli interventi moderni, si è fatto riferimento a fonti perlopiù fotografiche relative ai danni provocati da quattro importanti eventi sismici: quello del Napoletano (1857), quello di Norcia (1859), quello dell'Alta Val Nerina (1859) e, infine, quello di Avezzano (1915). Tali eventi cambiarono profondamente la visione del fenomeno e la modalità di approccio progettuale nei confronti del costruito in zona a rischio sismico.

Come visto nel par. 3.2, ognuno di questi eventi è infatti diventato occasione di analisi del comportamento del costruito storico rispetto alle sollecitazioni sismiche: rilievi, disegni, reportage fotografici e relazioni descrivono di volta in volta gli effetti sull'edilizia e sul territorio.

Già Mallet durante i sopralluoghi nel Napoletano dopo il terremoto del 1857 aveva messo in evidenza molte delle problematiche che si potevano riscontrare sul costruito nei luoghi danneggiati dal sisma; in particolare, aveva individuato nella pessima qualità della malta una delle cause di crollo più ricorrenti: “[...] Il calcare è abbondante, ma la malta ha spesso un potere di coesione molto basso a causa di una percentuale di calcare troppo alta e della mancanza di sabbia dura di qualità appropriata. Di conseguenza, lo stile generale di costruzione dei muri, anche se appartenente a edifici di zone residenziali, consiste in un tipo di muratura grezza con giunti di malta molto grossi, muri molto larghi, privi di qualunque accorgimento per assicurare un maggior potere di coesione. Le aperture che costituiscono le porte e le finestre sono spesso formate da montanti e da architravi in pietra calcarea squadrata, mal connessi rispetto al resto dell'edificio. In linea generale, le pareti esterne dei muri sono ricoperte da intonaco o gesso grezzo. Questo stesso stile è tipico della costruzione per classi abbienti, di chiese e di monasteri”¹⁵².

Non bisogna dimenticare che lo studioso non si limitò a riportare quanto osservato, ma cercò di interpretare i dissesti per comprendere la direzione prevalente del sisma in ogni caso analizzato; il suo interesse era evidentemente mirato a uno sviluppo delle nozioni sulla nascente scienza della sismologia, distinguendo le varie tipologie di scosse e i relativi vettori. Attraverso questo processo di analisi ha però offerto un grande contributo nella definizione delle cause dei vari crolli: “[...] dalla terribile testimonianza di paesi o di singoli edifici distrutti, si possono decifrare più o meno chiaramente le condizioni in cui hanno agito le forze che ne hanno causato il crollo, la velocità con cui il terreno sottostante si mosse, l'ampiezza delle oscillazioni e, in ultima analisi, la posizione e la profondità del

¹⁵² FERRARI, GUIDOBONI 1987

punto sotto la superficie terrestre dal quale di scatenò lo scoppio iniziale il quale, propagandosi attraverso il materiale elastico della massa del territorio circostante e sovrastante, causò la scossa”¹⁵³.

Il lavoro di ricognizione che fece con il gruppo di studio inviato sul luogo dalla Royal Society di Londra restituì dunque utilissime letture delle cause e ipotesi di crollo, corredate da disegni su quanto osservato spesso tradotti in semplificazioni di ‘meccanismi tipo’. Al suo rapporto seguirono quattro campagne fotografiche (nel 1857 e nel 1858) sullo stato di fatto firmate dai suoi due collaboratori fotografi Bernoud e Grellie, i primi nella storia a svolgere una ‘catalogazione del danno’ così accurata¹⁵⁴. La raccolta di disegni, descrizioni e immagini prodotte è oggi utilissimo strumento per individuare molti meccanismi di collasso che si verificarono in quella circostanza, poi ripetuti nei successivi terremoti.

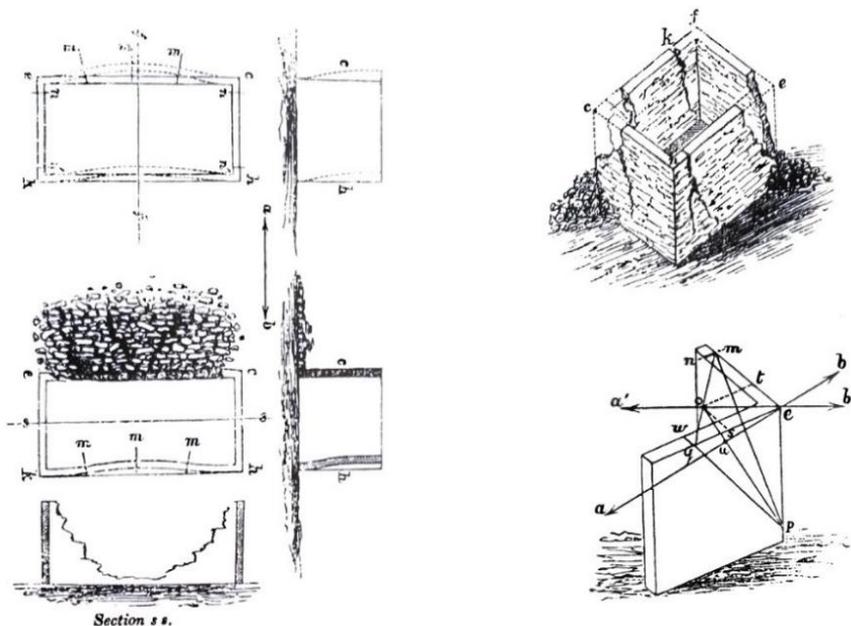


Fig. 32 - Studi sui dissesti a seconda del tipo di onda che colpisce le strutture (MALLETT 1862)

Lo studioso analizzò i crolli e i danni al fine di comprendere la propagazione delle onde sismiche, cercando conferme alle sue teorie¹⁵⁵; è possibile invece per noi utilizzare il suo report disponendo, per la prima volta, di materiale fotografico scevro da ogni interpretazione nella rappresentazione, che ci consente di osservare con esattezza il

¹⁵³ *Ibidem*

¹⁵⁴ FERRARI *et al.* 2004

¹⁵⁵ MALLETT 1846

danno; questo permette di dedurre il comportamento degli edifici nello stato in cui si trovavano, privi del 'disturbo' dato dagli interventi di consolidamento moderni.

Di seguito si propone l'analisi di alcuni esempi.



Fig. 33 - Polla (SA), interno della chiesa di San Domenico, fotografia di A. Bernoud allegata al Rapporto Mallet con n.° 169, 1857 (MALLET 1862)

Dall'esame della fig. 33 si può notare come, pur in presenza di una scarsa qualità muraria, il dissesto abbia interessato sostanzialmente la copertura, la parte marginale del claristorio e la porzione sommitale della facciata in ribaltamento. La causa principale sembra poter essere attribuita allo scarso ammortamento degli elementi lignei della copertura alle murature (laterali e di controfacciata) che, deformandosi, hanno provocato lo sfilamento delle orditure. È da considerare che ben altro sarebbe stato l'effetto se le masse in gioco fossero state maggiori e gli impalcati notevolmente rigidi. Possiamo concludere che la 'vulnerabilità zero', la scarsa qualità muraria, non abbia provocato crolli per diffusa disgregazione muraria, come invece vedremo è avvenuto sempre là dove sono intervenuti consolidamenti moderni con incremento di masse e rigidezze.



Fig. 34 - Macerie del terremoto del 1857 in «L'illustration», 30 gennaio 1858, p. 69

Si intuisce anche in questo caso la scarsa qualità muraria unitamente al mancato ammorsamento delle orditure. Questa vulnerabilità è spesso presente soprattutto a carico degli elementi secondari. Sistemi di 'impalettamento' delle catene delle capriate (con diverse variabili del sistema) hanno al contrario spesso garantito lo sviluppo di meccanismi fuori dal piano. Nel caso della fig. 34 si può notare come evidente sia, ai nostri occhi, l'effetto della direzionalità del sisma (diretto perpendicolarmente alla facciata principale). Proprio da queste osservazioni Mallet dedusse le sue teorie.¹⁵⁶ Vi è da dire che situazioni analoghe per tipologia di fabbrica, ma con la sovrapposizione di interventi moderni, hanno reagito in modo molto diverso, mostrando livelli di danno ben maggiori, con fenomeni diffusi di disgregazione muraria. Questo diversa risposta è da ascrivere agli elevati livelli di sforzo di taglio derivanti dalla presenza dei rinforzi contemporanei (elevate masse in gioco dei nuovi orizzontamenti e dei cordoli, unitamente alla loro esuberante rigidità), come si vedrà nel capitolo 7.

¹⁵⁶ *Ibidem*

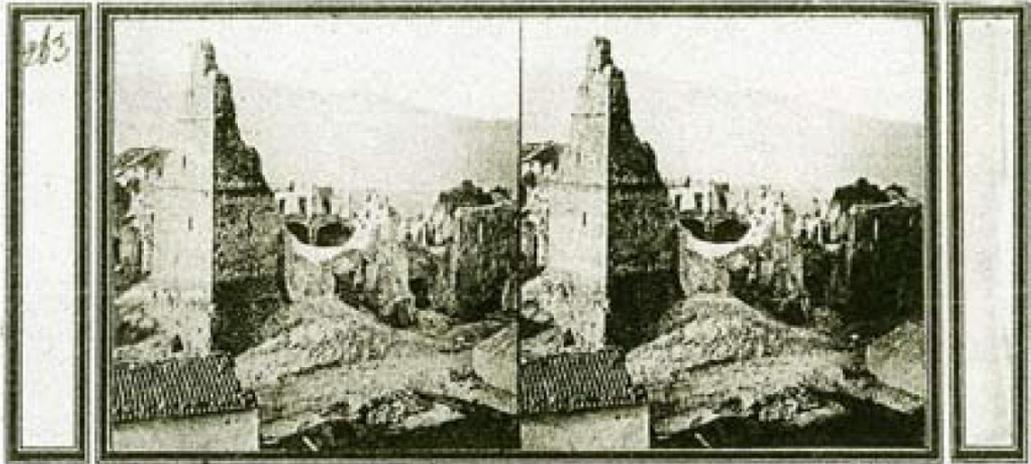


Fig. 35 - Montemurro (PZ), chiesa di Santa Domenica, foto di A. Bernoud allegata al *Rapporto Mallet* con n.° 263, 1857 (FANELLI 2020)

Il dissesto del campanile della chiesa di Santa Domenica a Montemurro evidenzia il tipico ribaltamento (lungo l'asse della diagonale del fusto) a partire dal vincolamento costituito dal corpo della chiesa. La qualità dell'immagine non fa percepire con certezza la assenza di incatenamenti nella torre, ma anche qualora ve ne fossero stati, essi sono risultati inefficaci, quasi certamente per la natura del materiale (catene lignee) e/o per il loro degrado. La presenza di incatenamenti diffusi ed efficaci, in questi casi, impedisce il completamento del collasso.



Fig. 36 - Montemurro (PZ), Palais de don Andrea Fino, fotografia di A. Bernoud, 1857 allegata al *Rapporto Mallet* con n.°265 (FANELLI 2020)

Molto interessante è l'osservazione di questo esempio dove si può osservare un modesto danno a carico dell'edificio isolato (è presente una puntellatura della zona d'angolo, segno di probabili effetti dovuti ai ribaltamenti dei cantonali). Questo positivo comportamento di insieme, rintracciabile in altre situazioni analoghe rilevate nel cratere sismico dell'Italia centrale, è da ascrivere alla presenza di un'integrità delle caratteristiche del sistema costruttivo originario, con solai deformabili e leggeri. Anche in questo caso la vulnerabilità costituita da una non eccellente qualità muraria rimane di fatto inattiva per il combinato disposto del contenimento delle masse e della distribuzione delle rigidità per aree di influenza (orizzontamenti deformabili).

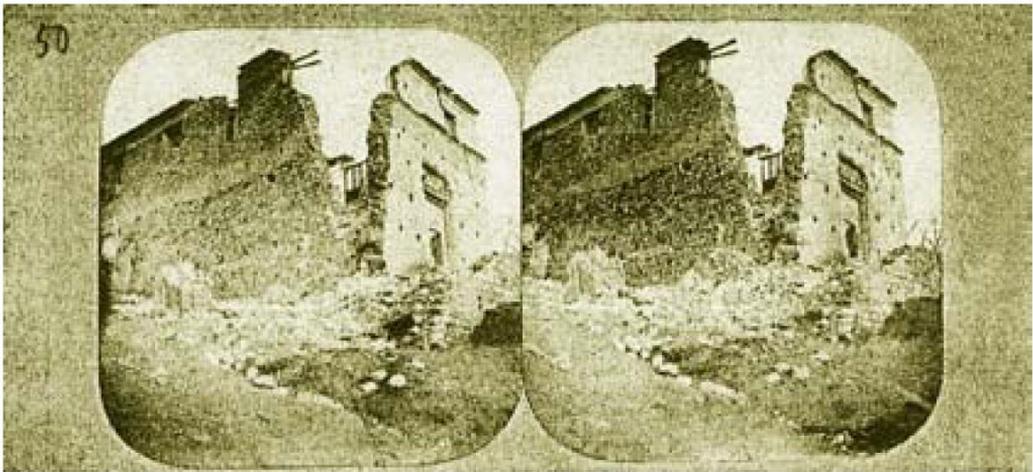


Fig. 37 - Paterno (PZ), Cattedrale, fotografia di A. Bernoud allegata al *Rapporto Mallet* con n.° 50. Riprodotta a stampa in "L'illustration", 31 Gennaio 1858, p. 69 (FANELLI 2020)

La fig. 37 mostra una situazione interessante. La Cattedrale, sotto la violenza dell'azione sismica, ha visto il collasso della copertura mal vincolata senza però la generazione della disgregazione della muratura (di pessima qualità come si intuisce dalle dimensioni, come già osservato in raffigurazioni precedenti). Il crollo localizzato interessa l'angolo fra la parete laterale e la facciata. Si riscontra la presenza di antichi presidi (catene lignee) che nulla hanno potuto, probabilmente per il decadimento meccanico del legno nella zona terminale. Frequente è la presenza di tale tipologia di rinforzo, in fase con la costruzione, che vede nel degrado del materiale la maggiore vulnerabilità.



Fig. 38 - Polla (SA), veduta di taverna, fotografia di A. Bernoud, 1857 (FANELLI 2020)

Anche in questa immagine, come nella precedente, si può osservare il medesimo cinematismo del collasso della zona d'angolo, con la presenza di catene lignee sommitali inserite all'epoca della costruzione della muratura, che hanno perso la loro efficacia contribuendo a favorire il crollo.



Fig. 39 - Pertosa (SA), facciata della chiesa, fotografia di A. Bernoud allegata al Rapporto Mallet con n.° 25, 1857 (FANELLI 2020)

La foto della chiesa di Pertosa ha immortalato un'interessante evidenza del danno: l'azione sismica, che si deduce con ogni probabilità diretta parallelamente alla facciata, ha causato le due lesioni isolate pseudoverticali in corrispondenza dell'incrocio con le pareti laterali. Il collasso non è avvenuto grazie alla presenza di un incatenamento ligneo all'interno della

muratura della facciata nella porzione superiore, presidio che quindi, all'epoca, in questo caso ha dimostrato la sua efficacia. Quella illustrata era una tecnica costruttiva ricorrente.

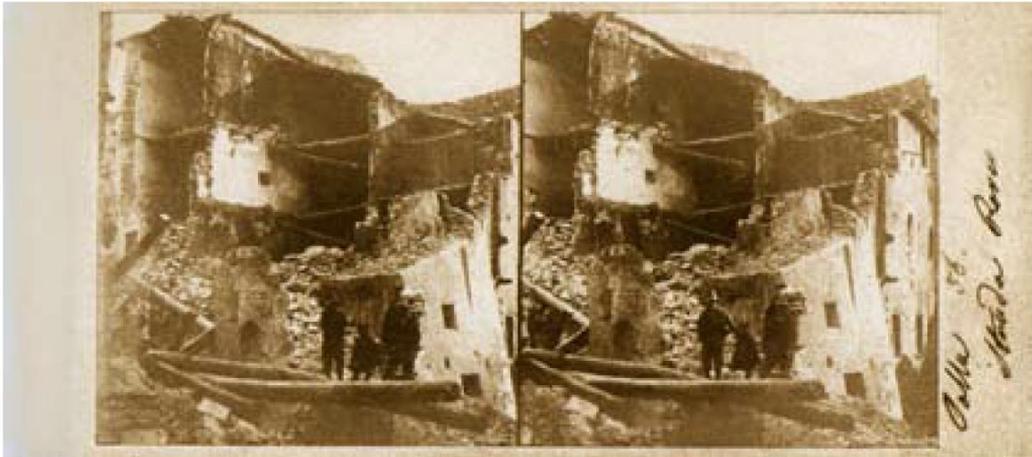


Fig. 40 – Polla (SA), fotografia di A. Bernoud Allegata al *Rapporto Mallet* con n.° 66, 1857 (FANELLI 2020)

L'osservazione del dissesto di questo esempio di edilizia in aggregato (fig. 40) evidenzia il danno ricorrente dovuto alla concomitanza delle seguenti vulnerabilità: mancanza di collegamento fra le pareti, fra gli orizzontamenti e le pareti, snellezza delle murature, scarsa qualità muraria. Si noti come la presenza dello sperone murario abbia impedito il ribaltamento condizionando la posizione della cerniera plastica conseguente al ribaltamento della parete perimetrale.

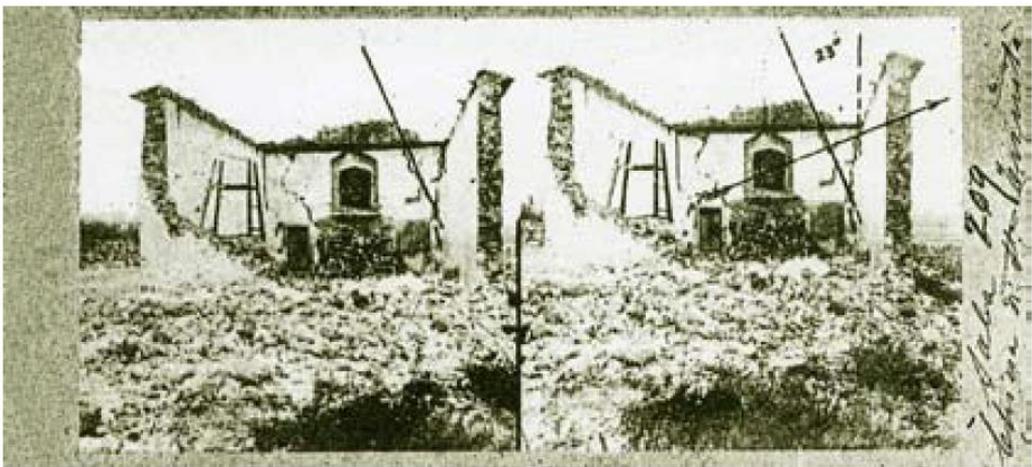


Fig. 41 - Sala Consilina (SA), chiesa di Santa Trinità, fotografia di A. Brenoud allegata al *Rapporto Mallet* con n.° 209 (FANELLI 2020)

L'osservazione del danno della fabbrica (fig. 41) porta ad evidenziare un ribaltamento completo ed asimmetrico (diverso grado di ammorsamento delle pareti murarie convergenti), unitamente al crollo della copertura. Si noti come i due cinematismi siano indipendenti e non abbiamo attivato alcuna catena cinematica. La differenza con quanto accade nel caso di presenza di interventi incongrui verrà illustrata nel capitolo 7. Interessante è anche l'annotazione grafica di Mallet, che indica la direzione presunta del sisma.

A soli due anni di distanza dal terremoto campano, nel 1859 un altro grave evento sismico devastò il territorio, questa volta quello della Valnerina in Umbria, e compromise in particolar modo la città di Norcia. È in questa occasione che, per la prima volta nella storia d'Italia, nasce l'esigenza di redigere un *corpus* normativo consistente (rif. par. 3.2), tale da regolamentare l'edificazione delle future fabbriche murarie.

Dallo Stato Pontificio e su richiesta della commissione comunale, il prof. Padre Angelo Secchi (esperto sismologo e uno dei fondatori della sismografia moderna) e l'arch. Luigi Poletti¹⁵⁷, si recarono sul luogo per la valutazione speditiva del danno e la redazione di un piano di ricostruzione. Gli studiosi anche in questa occasione attribuirono al mancato rispetto della regola dell'arte il motivo principale dei numerosi crolli: il tessuto murario appariva costituito da pietre irregolari dalla superficie liscia, non ingranate tra loro; la malta era di cattiva qualità con assenti proprietà idrauliche e l'altezza degli edifici era considerata troppo elevata rispetto alle caratteristiche meccaniche di resistenza delle murature.

Venne nuovamente condotta una campagna fotografica del rilievo del danno, in questo caso a cura del fotografo Robert Macpherson¹⁵⁸, che illustra la situazione all'indomani del terremoto: nella sua foto scattata nell'agosto del 1859 nella piazza di San Benedetto a Norcia possono essere riscontrati i danni che hanno interessato il palazzo comunale e la chiesa omonima.

¹⁵⁷ Modena 1792, Milano 1869, ingegnere, architetto e filantropo, si ricorda in particolar modo per il suo intervento di consolidamento sulla Basilica di San Paolo fuori le Mura condotto dal 1883 alla sua morte.

¹⁵⁸ Robert Turnbull Macpherson (Dalkeith 1814-Roma 1872) passò alla storia come uno dei pionieri della fotografia e produsse importanti raccolte che ritraevano l'architettura, in particolar modo di Roma. A lui si deve la testimonianza dei crolli di Norcia dopo il terremoto del 1859, immortalati nelle sue foto.



Fig. 42 - Norcia, rovine del Palazzo Comunale e della chiesa di San Benedetto dopo il terremoto del 1859, foto di R. Macpherson (Istituto Centrale per il Catalogo e la Documentazione, Fondo Becchetti, Cartella A)

Facendo una prima analisi iconografica (fig. 42), è possibile osservare come nel caso della Basilica non si siano registrati danni così gravi da generare collassi generalizzati della fabbrica muraria (come nel 2016): si nota invece una rotazione rigida della colonna d'angolo del portico delle Misure con formazione alla base di una cerniera plastica. La facciata, precedentemente ancorata ai paramenti ortogonali attraverso la messa in opera di tiranti metallici (tutt'oggi presenti e funzionanti), non presenta cinematismi di ribaltamento.

Sempre dal governo Centrale Pontificio fu inviato un esperto, l'Ingegnere Venanzio Caporioni, per redigere una perizia dei danni causati alla Basilica di San Benedetto ed alle altre chiese del territorio. Questo prezioso documento descrive molto sinteticamente i danni patiti e indica i rimedi necessari con la stima delle somme per le riparazioni (vero scopo della missione dell'Ingegnere). Di seguito quanto viene riportato per la Basilica di San Benedetto.

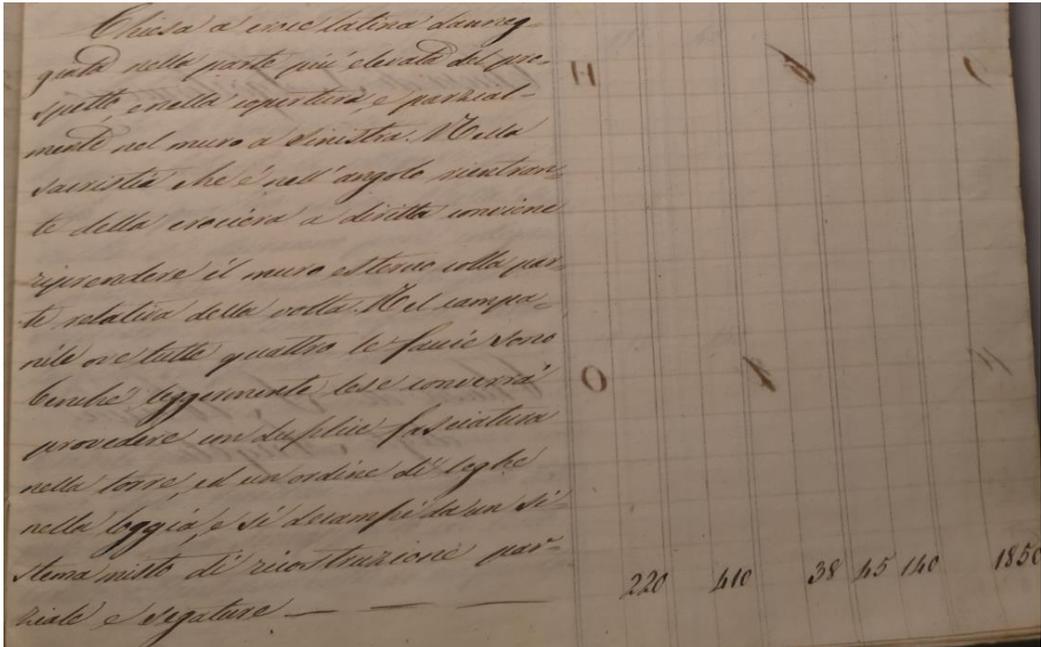


Fig. 43 - Perizia dei danni alla Basilica di San Benedetto redatta dall'ingegnere pontificio Venanzio Caporioni, 15 maggio 1860. (Archivio di Stato di Roma, Fondo Ministero dell'Interno, Titolo II, Rubrica 36, b. 462)

Quest'ultimo, osservando la compagine muraria, descrive una: “[...] Chiesa a croce latina danneggiata nella parte più elevata del prospetto e nella copertura e parzialmente nel muro a sinistra. Nella sacrestia che è nell'angolo rientrante della crociera a diretta unione conviene riprendere il muro esterno colla parte relativa della volta. Nel campanile ove tutte quattro le facce sono anche leggermente lese converrà provvedere con duplice fasciatura nella torre, ed un ordine di leghe nella loggia, e vi è da compiere un sistema misto di ricostruzione parziale e legature”¹⁵⁹.

L'ingegnere descrive danneggiamenti contenuti e prescrive il recupero delle porzioni compromesse con interventi locali, prevalentemente con riprese di muratura e 'fasciature' metalliche.

Si comprende come la fabbrica, pur soggetta ad un evento sismico del tutto paragonabile a quello del 2016 (stessa faglia attiva, stessa direzionalità, magnitudo sovrapponibile), abbia subito un danneggiamento grave ma senza crolli significativi. I tiranti settecenteschi presenti nel piano della facciata (che si distinguono bene nella fotografia di Macpherson) hanno ben funzionato, evitandone la rottura nel piano. Il campanile appare superstite in

¹⁵⁹ Archivio di Stato di Roma, Fondo Ministero dell'Interno, Titolo II (Amministrazione Pubblica), Rubrica 36 (Agricoltura), b. 462

tutta la sua geometria e necessita solo di cucì e scuci ed incatenamenti. Ben altri saranno gli effetti del sisma del 2016, come verrà descritto nel capitolo 7.

Bisogna sottolineare che, nonostante i danni fossero tutt'altro che irrecuperabili, molte parti della chiesa vennero interessate da pesanti interventi di demolizione e ricostruzione (l'intero portico delle Misure, la parte sommitale della facciata principale). Questo prova come gli interventi in quel momento non fossero ancora guidati dalla nuova sensibilità che si stava formando nelle correnti culturali di restauro in Italia.

Già dall'analisi dei report di questi due eventi sismici appare chiaro come i danni riscontrabili nell'edilizia di base del tessuto urbano delle città colpite siano principalmente avvenuti a causa dell'innescarsi di meccanismi di collasso locali dovuti alla presenza delle comuni vulnerabilità delle fabbriche murarie, come l'assenza di ammorsamenti fra le murature, fra i solai e le partizioni verticali, il mancato confinamento delle spinte, le diastasi murarie fra diverse fasi costruttive.

Le relazioni di danno elaborate dalle commissioni incaricate riportano valutazioni di tipo strettamente qualitativo poiché non si dispone, nell'arco temporale in cui si sono verificati questi terremoti, di una scala di valutazione oggettiva dell'energia liberata durante l'evento. Di conseguenza, gli studi condotti negli anni classificano gli eventi sismici citati in questa tesi secondo l'ancora vigente scala Mercalli - Cancani - Sieberg: si basano su considerazioni di tipo soggettivo, dunque, e conseguenti ai danni riportati dal costruito (il metodo di valutazione della scala è basato sugli effetti prodotti dal sisma e non da una grandezza fisica, come può essere la magnitudo).

Dopo il terremoto dell'Alta Val Nerina del 1878, il prof. Arpago Ricci¹⁶⁰ redige una relazione¹⁶¹, di grande importanza teorico - scientifica, in cui descrive la geomorfologia del territorio inserendo delle considerazioni riguardo la propagazione delle onde sismiche. Introduce delle riflessioni sulla sedimentologia delle città locali, legandola alla diversa risposta ondulatoria locale che ha come effetto diversi livelli di danno nei tessuti urbani edificati. Lo studioso, con un approccio molto simile a quello del Mallet di circa vent'anni prima, si interroga su quale sia la direzione principale del terremoto osservando gli effetti che questo ha avuto sul costruito e teorizza, dalla deformazione di parecchi apparati murari, che la direzione prevalente sia stata nord-sud.

Le considerazioni del professore si inseriscono nel panorama culturale dell'epoca, durante la quale la Geodinamica inizia a formarsi e ad arricchirsi di nozioni, acquisendo le caratteristiche di una scienza moderna. Inoltre, si ricorda che la nascente teoria sismologica comincia ad affermare l'idea che la meccanica di propagazione delle onde

¹⁶⁰ Titolare di fisica e chimica nell'Istituto Tecnico di Spoleto

¹⁶¹ RICCI 1883

sismiche sia descrivibile considerando la crosta terrestre come un mezzo elastico sottoposto a diversi stadi di tensione che evolvono nel tempo. Si iniziano, quindi, ad applicare nozioni prettamente teoriche all'ambito professionale, facendo sì che si cominci a suddividere il territorio in microaree, in funzione dell'esposizione al rischio sismico e idrogeologico. La sismologia entra definitivamente nel processo di organizzazione del territorio e, conseguentemente, inizia a prendere forma il concetto di prevenzione sismica.

Due tragici eventi sismici che segnarono la storia della Ingegneria sismica in Italia furono il terremoto di Messina del 1908 e quello di Avezzano del 1915. Ci occuperemo brevemente dell'analisi dei danni derivanti da questo secondo evento, interessando l'area geografica oggetto della ricerca.

Il sisma di Avezzano del 1915 viene analizzato inizialmente da Emilio Oddone¹⁶², che, anche in questo caso, attribuisce alla pessima qualità muraria e alla posizione degli edifici su zone di frana le cause dei diffusi crolli dell'abitato urbano. Le strutture murarie interessate non possedevano adeguate caratteristiche tecnologico-costruttive, non rispettando quello che la regola dell'arte suggeriva. Le analisi di tipo geologico, che accompagnano la descrizione del fenomeno sismico, acquisiscono velocemente una maggiore consapevolezza e precisione analitica, permettendo quindi di correlare le modalità di propagazione delle onde meccaniche agli effetti che hanno sul costruito.

Questo si è reso possibile anche grazie agli studi del periodo condotti sulla geomorfologia del territorio del centro Italia, che hanno permesso il rilievo delle posizioni delle faglie attive. Il loro orientamento spaziale e la loro distanza dal sito colpito dal terremoto inquadrano e ancora meglio definiscono le cause del livello di danneggiamento del tessuto costruito.

Analogamente a quanto già svolto in precedenza e per gli scopi enunciati nella introduzione al capitolo, vengono di seguito proposte e commentate alcune immagini fotografiche, alla ricerca di una valutazione, se pur speditiva, del comportamento meccanico degli edifici in relazione alle modalità costruttive presenti.

Per quanto riguarda gli effetti dovuti al terremoto di Avezzano, bisogna considerare che la magnitudo dell'evento è stata di molto superiore ai pur severi fenomeni già commentati (1857 Campania, 1859 Valnerina).

¹⁶² ODDONE 1915



Fig. 44 - Foto d'epoca del terremoto di Avezzano del 1915 (U.S. Geological Survey)

Nella fig. 44 si può notare come in questo caso l'assenza totale di ammorsamento fra le murature di spina e quella perimetrale, unitamente alla carenza di collegamenti fra solai e coperture e paramento, hanno determinato il ribaltamento della facciata principale. Appare evidente la direzionalità marcata del sisma in linea perpendicolare uscente rispetto alla parete crollata. Altro aspetto da annotare è la totale mancanza di incatenamenti di qualsiasi tipo.



Fig. 45 - Effetti del terremoto di Avezzano del 1915, Piazza Castello e via Roma (Collezione Cordella). Le frecce in bianco indicano le catene lignee presenti

La fig. 45 riporta la quasi totale devastazione dell'edilizia in aggregato nel centro storico di Avezzano. L'immagine è sovrapponibile con quelle del centro storico di Amatrice dopo i tragici eventi del 2016. La pessima qualità muraria e i modesti presidi antisismici presenti nulla hanno potuto di fronte alla violenza dell'azione sismica. Si noti l'angolo di muratura superstite, nonostante la vulnerabilità geometrica del palazzo. La ragione di questo molto probabilmente risiede nella presenza degli incatenamenti lignei, indicati con le frecce bianche in foto, inseriti nella muratura durante la costruzione (si vedano le porzioni sommitali dei lacerti murari con ancora i monconi dei radicamenti schiantati).

Del sisma di Avezzano si hanno notizie precise sui primi interventi e sulla ricostruzione che, in seguito all'evento calamitoso, viene affidata al Genio Civile (rif. par. 3.2), il quale riesce a ricostruire parte degli alloggi, mettendo in opera telai in legno e cemento armato, considerati a questo punto idonei a sopportare i carichi sismici. Con questa tecnica negli anni successivi si sono ricostruite 446 baracche con struttura portante lignea, 5199 con intelaiatura in cemento armato e 844 casette¹⁶³.

¹⁶³AS-AQ, Prefettura, *Quadro dei ricoveri stabili costruiti nel Circondario di Avezzano in seguito al terremoto del 13 gennaio 1915*, Atti del terremoto della Marsica, b.13, fasc. 71, Avezzano 30 agosto 1915

È importante far notare che la ricostruzione post sisma di Avezzano mostrò come gli anni fossero ormai maturi per decretare la ‘resa’ della muratura a favore dei nuovi sistemi costruttivi a telaio. Da questo momento inizia lentamente, ma progressivamente, quell’oblio culturale durato oltre settanta anni, che ha fatto sì che le strutture in muratura fossero sostituite e, dal secondo dopoguerra, anche modificate, con la logica di quelle in cemento armato.

Gli ultimi due eventi sismici, più recenti, di cui è particolarmente importante osservare gli effetti sono entrambi con epicentro in alta Valnerina (PG): il terremoto del 19 settembre del 1979 e quello del 30 Ottobre 2016. Sarà significativa la disamina perché, soprattutto dopo l’ultimo sisma, si notano i dissesti delle fabbriche murarie sulle quali erano stati operati consolidamenti con tecniche contemporanee, molto spesso fra le due date indicate.



Fig. 46 - San Benedetto di Norcia dopo il terremoto del 1979, ricostruzione del portico delle Misure (in BERTOLASO, BOSCHI 2007, p. 205)

La Basilica di San Benedetto a seguito dell’evento del 1979 riportò diverse lesioni ma non fu compromessa da crolli significativi. Venne danneggiato nuovamente il Portico delle Misure che, con atteggiamento dell’epoca, fu ricostruito. Seguirono altri consolidamenti negli anni successivi fino al 1999, inserendo di fatto rinforzi o sostituzioni delle coperture senza migliorare sensibilmente la qualità muraria. Gli effetti di tutto ciò saranno illustrati nel capitolo 7.



Fig. 47 - Norcia, via Anicia, case puntellate nel 1979 (in BERTOLASO, BOSCHI 2007, p. 190)

Questo scorcio della città di Norcia (fig. 47), sul retro della Basilica di San Benedetto e verso via Anicia riporta gli effetti del terremoto sull'edilizia storica di base (il fabbricato puntellato nella foto) compresa fra il Monastero di San Benedetto a sinistra e il Palazzo dei Cavalieri di Malta sulla destra, sul fronte opposto della via. Si notino i gravi danneggiamenti (lesioni sub verticali, spanciamenti, *incipit* di ribaltamento) dell'edificio d'angolo. È interessante mettere in relazione tutto ciò a quanto accaduto nel 2016 (fig. 48) dove la stessa edilizia, riparata dopo il 1979, pur se sottoposta ad una scossa violentissima di magnitudo 6.5 con rilevante componente verticale, mostra una quasi totale assenza di danno. Questa situazione è comune a gran parte del centro storico della città di Norcia, riparato dopo il sisma del 1979 seguendo le norme del piano di ricostruzione¹⁶⁴. Queste suggerivano una serie di interventi diffusi che noi oggi, presi singolarmente, giudicheremmo meccanicamente incongrui, oltre che incuranti del principio di conservazione. Veniva prevista infatti la sostituzione sistematica dei solai originari deformabili con quelli rigidi e massivi in laterocemento, la quale non ha generato i consueti effetti negativi: la qualità muraria è infatti stata notevolmente migliorata

¹⁶⁴ Piano di Recupero della città di Norcia (PG), Legge Regionale 26 maggio 1980 n° 50

attraverso la diffusa applicazione su entrambe le facce delle murature di intonaco cementizio armato con rete elettrosaldata collegata.



Fig. 48 - Norcia, uno scorcio di via Anicia (A. Giannantoni 2016)

Dalla foto si può dedurre la stessa considerazione circa l'effetto (strutturale) benefico che si ha quando si migliora la qualità muraria. Si noti il contrasto con il crollo totale che ha interessato invece la chiesa del Crocifisso sullo sfondo della foto. Anche quest'ultimo edificio fu interessato da interventi post sisma del 1979, sostituendo però solo le coperture esistenti in legno con altre in laterocemento poste su robustissimi cordoli (come si vedrà nel capitolo 7).



Fig. 49 - Chiesa di Santa Maria Della Cona, Norcia (A. Giannantoni 2016)

L'edilizia specialistica ha patito moltissimo gli effetti dei consolidamenti moderni; emblematica a questo proposito la foto della chiesa di Santa Maria della Cona (fig. 49). La sostituzione della copertura originaria (in legno) con un diaframma orizzontale rigido poggiante su robuste cordolature in calcestruzzo armato, ha fatto sì che l'azione tagliante generata dall' accelerazione sismica si sia infranta nell'interfaccia cordolo-muratura, provocandone la disgregazione per taglio. Potremmo dire che l'applicazione del consolidamento moderno ha rappresentato una nuova vulnerabilità che ha finito per scatenare quella relativa alla scarsa qualità muraria. Anticipando un concetto del successivo cap. 5, potremmo dire che nella scala gerarchica dei cinematismi la crisi per taglio è salita al primo posto mentre, al contrario, come abbiamo potuto osservare dalle tante immagini dei terremoti storici, il mantenimento di coperture deformabili e leggere metteva al primo ordine il cinematismo ad esse relative e al secondo quello della crisi per le murature.



Fig. 50 - Norcia (PG), Concattedrale di S. M. Argentea (A. Giannantoni 2016)

Fra le chiese più importanti di Norcia si annovera la Concattedrale di Santa Maria Argentea. Verrà diffusamente studiata nel capitolo 6, dove verranno considerati gli effetti dei presidi moderni sul comportamento strutturale. In questa sede si vuole descrivere il macro dissesto relativo al collasso del timpano e della copertura, evidenziando come lo sperone settecentesco posto nel lato nord-est abbia efficacemente contrastato il ribaltamento della parete. L'immagine a destra ci mostra con chiarezza la zona compressa della speronatura, a dimostrazione dell'avvenuto funzionamento del presidio.



Fig. 51 - San Pellegrino di Norcia (PG). Effetti sull'edilizia storica di base (A. Giannantoni 2016)

La scarsissima qualità muraria con la presenza di un doppio paramento è ciò che emerge dall'osservazione della fig. 51, scattata dopo il sisma del 2016 a San Pellegrino di Norcia (PG). La debolezza presente ha generato crisi per compressione della muratura con evidente pressoflessione del paramento esterno. È questo un altro esempio di fabbricato dove le ristrutturazioni hanno mirato, dal punto di vista strutturale, al solo riefficientamento degli orizzontamenti, spesso aumentandone sensibilmente la massa e favorendo l'insorgere dei fenomeni mostrati. Anche in questo caso la gerarchia del dissesto viene sfavorevolmente mutata da interventi moderni, riducendo il moltiplicatore di collasso dei cinematici derivanti dalla scarsa qualità muraria e ponendo gli stessi nel primo ordine della scala gerarchica (rif. cap. 5).

4.3. Il nuovo approccio culturale nella concezione delle tecniche di consolidamento

A seguito dei maggiori eventi sismici avvenuti nel periodo di riferimento, la gestione della ricostruzione viene affidata, come accennato, a teorici e studiosi dell'architettura e della meccanica. Queste nuove figure si distinguono già dalla seconda metà del XIX secolo: tale periodo è infatti caratterizzato da un radicale cambiamento dell'assetto scolastico ed accademico italiano grazie alle riforme che l'allora ministro dell'istruzione Gabrio Casati introduce sotto la monarchia di Vittorio Emanuele II.

Fino al 1859 gli studi universitari si dividevano in:

- Facoltà Teologica
- Facoltà Giuridica
- Facoltà Medica
- Facoltà di Scienze fisiche, matematiche e naturali
- Facoltà di Filosofia e Lettere

Proprio nel 1859 viene introdotta dall'omonimo ministro dell'istruzione la legge Casati, che entra in vigore nel nuovo regno d'Italia nel 1861. Tale legge sancisce una riforma dell'istruzione a più livelli.

La riforma valorizza gli studi tecnici e li pone sullo stesso piano di quelli classici universitari già presenti e consolidati nella tradizione culturale italiana. Nello specifico, nel corso di studi di matematica a Torino viene annessa una Scuola d'applicazione dove vengono impartiti le seguenti materie cardine: Meccanica applicata alle macchine, Idraulica, Macchine a vapore, Costruzioni civili, idrauliche e stradali, Geodesia, Disegno di macchine, Architettura, Mineralogia e Chimica ed Agraria.

Il percorso formativo ha caratteristiche molto simili per quanto riguarda la formazione di tecnici quali architetti civili ed ingegneri: entrambe le figure professionali frequentano il primo biennio a matematica, studiando gli strumenti che l'analisi matematica mette a disposizione, e si dividono negli ultimi due anni di università, focalizzandosi ognuno sulle materie caratterizzanti il proprio indirizzo. Grazie all'acquisizione delle suddette nozioni sono in grado di affrontare progettualmente un grande numero di opere costruttive attraverso l'ideazione ed il calcolo di interventi di nuova costruzione e di consolidamento sul costruito.

Con il passare del tempo cominciano ad aprire diverse nuove scuole su tutto il territorio italiano con la conseguente diffusione del sapere politecnico.

Le scuole politecniche iniziano così a fornire nuovi strumenti di preparazione che permettono di padroneggiare, ad un sempre maggiore numero di studiosi e professionisti, nozioni di analisi matematica, composizione architettonica e meccanica analitica.

Per questo, oltre alla cerchia dei teorici dell'École Polytechnique di Parigi si costituisce una nuova classe di tecnici, la cui *forma mentis* si differenzia leggermente da quella dei colleghi francesi: tra questi l'ing. Menabrea (nominato neoministro della Marina) e l'ing. Castigliano (allievo di Giovanni Curioni, che viene nominato primo direttore del Politecnico di Torino), i quali cercano di tradurre le teorie matematiche complesse della nuova scienza in metodi operativi applicabili alla progettazione strutturale (con qualche applicazione anche nel campo delle strutture murarie). Il modello interpretativo del fenomeno, direbbe Ernst Mach, è elaborato e semplificato con la finalità di applicazione alle più svariate casistiche di intervento, sia in ambito infrastrutturale che civile.

Si sviluppa dunque un nuovo approccio alla progettazione: l'edificio e gli interventi vengono calcolati impiegando nozioni di statica grafica ed analitica, attraverso le quali vengono inoltre dimensionati gli elementi lignei, in acciaio e cemento armato, usati per consolidare le fabbriche murarie. Tali modelli si rifanno alla teoria dei telai: vengono considerati, a favore di sicurezza, soltanto i montanti ed i traversi, e trascurando l'effetto stabilizzante della massa muraria. Si noti come questa impostazione concettuale (il modello a 'telai equivalente'), con tutti gli affinamenti teorici frutto degli studi più recenti, è di fatto attualmente applicata. Molto spesso con questa impostazione oggi si approssima il comportamento delle strutture murarie, con scarsissima aderenza alla realtà soprattutto nel caso dell'edilizia specialistica.

Sulla base delle relazioni redatte dalle commissioni composte dai teorici della regola dell'arte e dai tecnici formatosi nelle scuole politecniche, gli enti territoriali preposti alla ricostruzione post sisma (Comuni e Genio Civile), basano i propri regolamenti locali (rif. par. 3.2). Tali prescrizioni posseggono caratteristiche, a questo punto diremmo, sia di scienza moderna che di regola dell'arte, cercando di coniugare il sapere antico con il nuovo approccio conoscitivo culturale.

Proprio il parallelismo tra il rispetto della regola dell'arte e la sperimentazione di nuove tecniche di intervento, risultato della preparazione delle nuove scuole politecniche, ha creato d'altra parte i presupposti per la realizzazione, negli anni di interesse, di interventi estremamente innovativi per l'epoca, poi abbandonati dalla normativa e dalla pratica, e recuperati soltanto in questi ultimi decenni. Se ne citano di seguito alcuni che, considerando l'arco temporale di analisi, risultano di estremo interesse in quanto ad oggi oggetto di studio, sperimentazione ed applicazione.

Inserimento di catene verticali

Si trovano citate per la prima volta nel Regio Decreto n. 573 del 29 aprile 1915, *Norme tecniche ed igieniche da osservarsi per i lavori edilizi nelle località colpite dal terremoto del 13 gennaio 1915* (rif. par. 3.2), in cui si parla di rinforzo degli edifici con collegamenti verticali in legno, ferro o cemento armato. La normativa definisce il modo in cui tali collegamenti dovevano essere realizzati: almeno in corrispondenza di tutti gli angoli della costruzione e ad una distanza non maggiore di 5 mt; l'estensione doveva essere dalle fondazioni fino alla sommità degli edifici; dovevano inoltre essere collegati a elementi orizzontali ("cinture") poste al piano di risega delle fondazioni e in corrispondenza della linea di gronda. Si descrive di fatto una struttura ingabbiata, rinforzata da un telaio elastico sia in senso verticale che orizzontale.

Anche il Masciari-Genoese cita, nella sua pubblicazione dello stesso anno, l'utilizzo di catene orizzontali e verticali in modo combinato: "Per garantirsi contro dislocazioni, derivante da deficiente resistenza della muratura a sforzi di tensione o di taglio, è necessario [...] inquadrala con organi di collegamento disposti in corrispondenza di tutti gli spigoli degli ambienti, cioè con catene in tutte le intersezioni, incrociamenti ed incontri dei piani assiali dei muri e strutture resistenti del fabbricato (muri d'ambito e trasversali, solai, coperto), e tutte collegate tra loro. Nei muri interni le catene orizzontali e verticali potranno essere collocate sull'asse dei muri stessi e dei solai, oppure binate in aderenza alle pareti. Nei muri esterni o d'ambito, già costruiti senza armature, tanto le catene, quanto i montanti e le cinture dovranno essere messe aderenti al paramento esterno, per funzionare anche da efficaci organi di contenimento e di *ingabbiatura* dell'edificio. Negl'incontri e negl'incroci, tanto le catene verticali, che le orizzontali e le cinture saranno saldamente connesse fra loro e coi capichiaie delle catene trasversali, per costituire un perfetto *inquadramento* delle pareti e dei solai. I capichiaie delle travi e dei solai potranno essere collegati, ma non ancorati, alle catene trasversali dei muri, ove queste siano disposte nella metà della grossezza di questi. Questi mezzi d'irrobustimento e di consolidamento sono opportuni tanto per edifici nuovi, quanto per quelli danneggiati che s'intendono restaurare. Per questi ultimi ordinariamente occorrono semplici collegamenti con catene binate nei muri interni; e richiedendosi anche un ingabbiamento esterno, esso sarà formato di montanti e cinture fissati ai capichiaie delle catene trasversali interne"¹⁶⁵.

Occorre riflettere sul fatto che le norme e gli studiosi dell'epoca sembra intuiscono l'importanza di questo presidio non tanto perchè legato alla necessità di assorbire la componente verticale del sisma, quanto come sistema di elementi verticali da accoppiare meccanicamente ad altri orizzontali, a formare quell'effetto telaio di cui gli studi di inizio

¹⁶⁵ MASCIARI-GENOESE 1915, p. 641

novecento avevano dato prova di maturità. Le applicazioni dei nuovi sistemi costruttivi a telaio in cemento armato, così confortati dai modelli teorici ottocenteschi, si estendono anche agli edifici esistenti in muratura (gli “edifici danneggiati” di cui parla il Masciari).

L’inserimento nelle murature di elementi verticali resistenti è comunque presente in molte architetture del passato: se non per scopi antisismici, gli elementi di irrobustimento venivano comunque collocati in zone di particolare debolezza meccanica.



Fig. 52 – Castello Visconteo di Cusago (MI): con la freccia in rosso si indica un elemento ligneo verticale di rinforzo posizionato a lato di un condotto (A. Giannantoni 2020)

Brevetti di isolatori sismici

Da sempre è apparso evidente che il problema fondamentale dell’effetto del terremoto sul costruito è la trasmissione della forza sismica sulle strutture; l’idea quindi di disaccoppiare i moti, rendendo indipendenti queste ultime dal suolo, è sempre apparsa la principale soluzione a livello empirico. Il principio di favorire lo scorrimento della struttura edificata rispetto al terreno, isolandola dalle sollecitazioni, era infatti presente nella cultura costruttiva fin dalle antiche civiltà: sono numerosi i progetti che lo testimoniano nel corso dei secoli. Al 15 febbraio 1870 fa riferimento il primo documento che certifica l’idea di un vero e proprio “isolatore sismico”, a cura del progettista francese Jules Touaillon, che propone l’uso di sfere interposte tra la fondazione e la base della struttura (fig. 53).

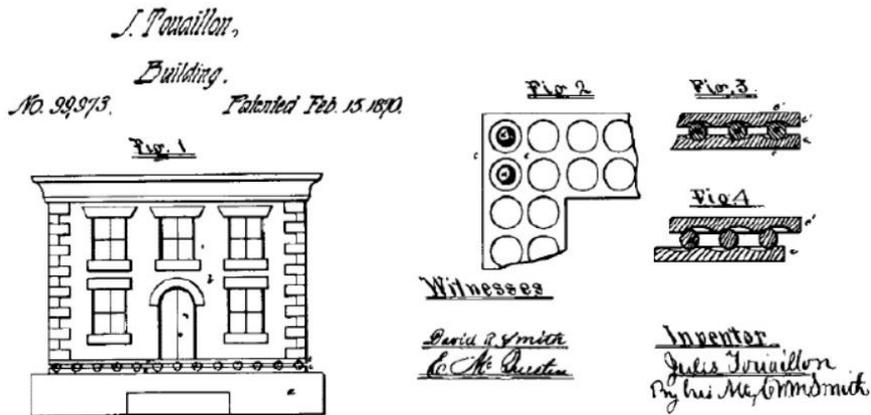


Fig. 53 – L'isolatore sismico disegnato da Jules Touaillon, 15 febbraio 1890 (BARUCCI 1990)

Diversi tentativi e progetti si diffondono in tutt' Europa e nel 1909 viene depositato il primo brevetto da parte dell'Ing. Mario Viscardini che disegna la sezione di un plinto di fondazione in cemento armato con una sfera (o cilindri) che isola la struttura dal terreno¹⁶⁶ (fig. 54). Segue pochi anni dopo, nel 1911, il brevetto italiano dell'isolatore dell'ingegnere Domenico Lodà, che di fatto costituisce un'evoluzione di quello presentato dal Touaillon. Si dovranno però aspettare almeno altri 50 anni per la loro applicazione in ambito costruttivo: il primo caso si riscontra in una scuola elementare in Macedonia realizzata tra il 1967 e il 1968, per trovare definitiva applicazione e costante evoluzione dagli anni '70 in poi.

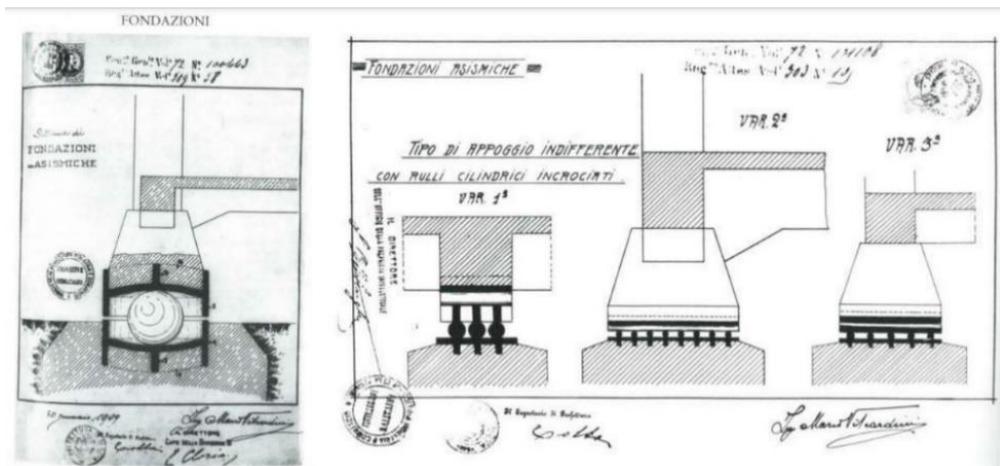


Fig. 54 – Brevetto depositato dall'Ing. Viscardini nel 1909 (BARUCCI 1990)

¹⁶⁶ BARUCCI 1990

L'Ing. Viscardini usi il termine di “appoggio indifferente” per definire un dispositivo che possa esplicare la sua funzione nelle due direzioni, disponendo due serie di rulli perpendicolari.

Le intuizioni sulla necessità di isolare l'edificio alla base, che come si è detto si ritrovano fin dall'antichità, sono il frutto di quella 'sensibilità statica' e della stratificazione dell'esperienza che hanno costituito lo sviluppo della regola dell'arte del costruire. Molto diverso è l'approccio dei primi anni del Novecento soprattutto dopo il terremoto di Messina del 1908, a seguito del quale la Commissione emanò il Regio Decreto del 18/04/1909 con cui venne chiaramente definito e normato il fatto che l'azione sismica fosse proporzionale all'accelerazione al suolo. Proprio dalla necessità di ridurre questa accelerazione, anziché contrastare la forza che ne deriva, nacque la straordinaria intuizione contenuta nel brevetto dell'Ingegnere Viscardini.

Muratura armata

L'utilizzo della muratura armata è in realtà attestato già prima del XX secolo, ma proprio in occasione delle sperimentazioni proposte dai tecnici dopo il terremoto di Messina del 1908, alla luce del buon comportamento riscontrato negli edifici costruiti con il sistema della gabbia pombalina, si configura come soluzione costruttiva utile in zona sismica, spesso da abbinare alle strutture in metallo o cemento armato. In occasione del XII Congresso Nazionale degli Ingegneri e Architetti tenutosi a Firenze nel 1909 vennero presentate diverse idee di strutture 'antisismiche' con muratura armata (intesa come intelaiata); uno dei progetti viene commentato: “Il progetto n. 18 dell'Ing. Francesco Corradini rappresenta una combinazione di un'ossatura cementizia con laterizi forati collegati con rete metallica con l'adozione di travi tubolari in cemento armato, ideate dall'Autore, per il sostegno dei solai. Il progetto è completo nei suoi dettagli ma le sue particolarità non appaiono specialmente interessanti per il problema sismico”¹⁶⁷. Appare evidente come tutto lo sviluppo ottocentesco del cemento armato e delle sue teorie di funzionamento mutuino in questo nuovo concetto di 'casa baraccata', dove la baraccatura, cui affidare gli sforzi di trazione, è costituita dai telai in metallo o in cemento armato e la muratura assolve alla funzione di controventamento mobilitando la sua resistenza agli sforzi di compressione. I telai tensoresistenti partecipano, nell'idea dell'epoca, sia alla risposta nel piano della parete (come per l'originaria gabbia pombalina) che al fuori di esso, assolvendo al compito di incatenamento per impedire i ribaltamenti.

¹⁶⁷ Congresso degli ingegneri e architetti italiani in Firenze, 3-9 ottobre 1909: Atti, pp. 454-455

Anche la più importante ed innovativa norma dell'epoca, il Regio Decreto n. 193 del 18/4/1909, all'art. 7 prevedeva l'utilizzo della 'muratura armata': "Gli edifici debbono essere costruiti con sistemi tali da comprendere un'ossatura di membrature di legno, di ferro, di cemento armato, o di muratura armata, capaci di resistere contemporaneamente a sollecitazioni di compressione, trazione e taglio".

Archi 'imbracati'

La necessità di eliminare o ridurre la spinta di strutture curve ha accompagnato l'uso dell'arco fin dalle origini. Naturalmente si percepiva il fenomeno limitatamente alle spinte statiche. Comunemente si operava inserendo catene orizzontali a vista o speroni murari, ma già in epoca bizantina e, più avanti, in quella rinascimentale, si erano diffusi sistemi di ancoraggio nascosti all'interno della muratura, costituiti da un sistema intelaiato di aste compresse e tese definibile come arco 'imbracato'.



Fig. 55 - Palazzo Massari, Salone d'Onore, estradosso della volta (A. Giannantoni 2018)

Il Breymann illustra tale sistema di ancoraggio come costituito da aste verticali collegate al tirante superiore tramite saette, geometria necessaria per elidere le spinte orizzontali dell'arco. Suggerisce inoltre l'utilizzo di ferri con profilo a doppio T o a C soprattutto nelle costruzioni più importanti per facilitare la messa in opera, specificando che i diversi pezzi dovevano essere collegati non con saldatura ma mediante viti¹⁶⁸.

¹⁶⁸ BREYMANN 1926, p. 276

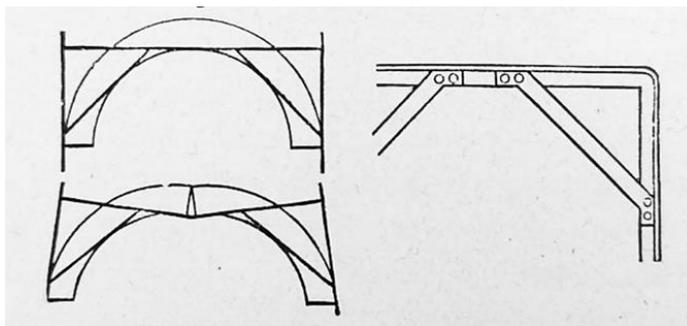


Fig. 56 - Sistema strutturale dell'ancoraggio: la rigidità a flessione dell'elemento orizzontale permette all'intervento di non danneggiare la volta durante l'esercizio (BREYMANN 1926, p. 276)

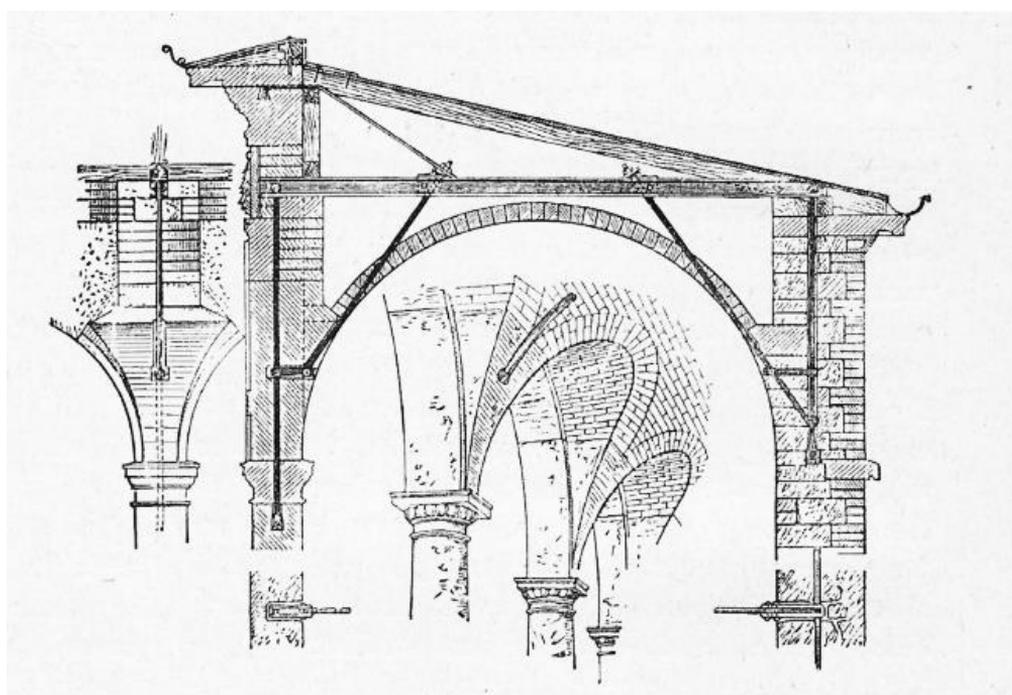


Fig. 57 - Rappresentazione del sistema di ancoraggio delle volte del portico di Karlsruhe (*Ibidem*)

Tale sistema viene prescritto sia per le nuove costruzioni che per il consolidamento di quelle esistenti, perché offre il grande vantaggio di preservare la spazialità originaria degli ambienti con archi e volte.

Davvero interessante a questo proposito il commento di Giovannoni riportato all'interno del testo del Breyman, in cui definisce l'utilizzo di catene e 'fasciature perimetrali' particolarmente utile nel campo del restauro ma solo a condizione che la qualità muraria possa assicurare la corretta redistribuzione delle forze: "Ma l'uso più comune delle catene si ha in quella che potrebbe dirsi la Scienza medica delle costruzioni: nei provvedimenti

cioè che si adottano per migliorare le condizioni statiche di edifici o parti di edifici che hanno subito deperimenti o deformazioni, e minacciano, più o meno prontamente, rovina. Sovente dunque si ha che i vari mezzi diagnostici a disposizione dell'ingegnere, come la verifica dei piombi e la forma delle lesioni indicano che i piedritti d'una volta tendono, per azione della sua spinta, a ruotare verso l'esterno. Per impedire l'ulteriore movimento due mezzi si presentano: o rinforzare i piedritti, ingrossandoli o munendoli di contrafforti, ovvero porre delle catene che elidano la spina. Dovranno quindi esser poste queste nella posizione più conveniente a tal scopo; cioè per lo più all'imposta delle volte: nelle volte a botte secondo la corda, nelle crociere secondo le diagonali, ecc. La posizione delle catene diventa però inutile se la muratura non è di buona costruzione e compatta per modo che la loro azione si ripartisca nella massa; quando ciò non è, occorre eseguire una ripresa nel muro con buona muratura, almeno nel tratto in cui dovranno essere posti i *paletti*. Nelle volte su ambienti poligonali o circolari si può invece ricorrere alla così detta imbracatura o fasciatura perimetrale, meno efficaci delle catene trasversali, ma che ha il vantaggio di non ingombrare lo spazio”¹⁶⁹.

Giovannoni conia il termine di “Scienza medica delle costruzioni”, a segnare una consapevolezza (del tutto nuova per il periodo) che vi fosse la necessità di un diverso approccio scientifico a seconda che si trattassero le nuove costruzioni o quelle esistenti.

Dalla lettura della soluzione proposta dal Breymann, di fatto una rivisitazione di quella rinascimentale, si coglie perfettamente lo spirito e il fervore delle innovazioni che accompagnano quegli anni. La conoscenza della teoria della elasticità e la presenza dei nuovi materiali industriali (profili in acciaio) permisero la soluzione della criticità presente nel sistema dell'arco imbracato, costituita dalla catena superiore che, inflessa, punzonava il cervello della struttura voltata. Breymann suggerisce di sostituire questo tirante con un “tirante puntone”, un profilo cioè che non si instabilizzi se soggetto a compressione. Questa intuizione risolse il problema.

La ‘casa antisismica’

Come ribadito è il terremoto di Messina del 1908 a dare grande impulso alla progettazione antisismica di stampo moderno. Solo l'anno successivo viene depositato il primo brevetto degli isolatori sismici, e nello stesso anno a Roma viene pubblicato dall'architetto Giuseppe Torres il trattato *La casa antisismica*¹⁷⁰. Nella sua pubblicazione recupera il concetto della

¹⁶⁹ Ivi, p. 277

¹⁷⁰ TORRES 1909

direzione prevalente del sisma, già teorizzata da Mallet nella seconda metà del XIX secolo e intuita in generale nel corso del XVIII, e la risolve proponendo costruzioni a pianta circolare. Questo principio si fonda sul concetto di simmetria radiale che può offrire uguale capacità di resistenza a qualsiasi direzione di provenienza del sisma. Si raccolgono le intuizioni già presenti nelle norme che seguirono il terremoto di Calabria del 1783, dove si affermava che le case dovessero avere un aspetto “semplice ed elegante” introducendo il ruolo della simmetria sul comportamento strutturale.

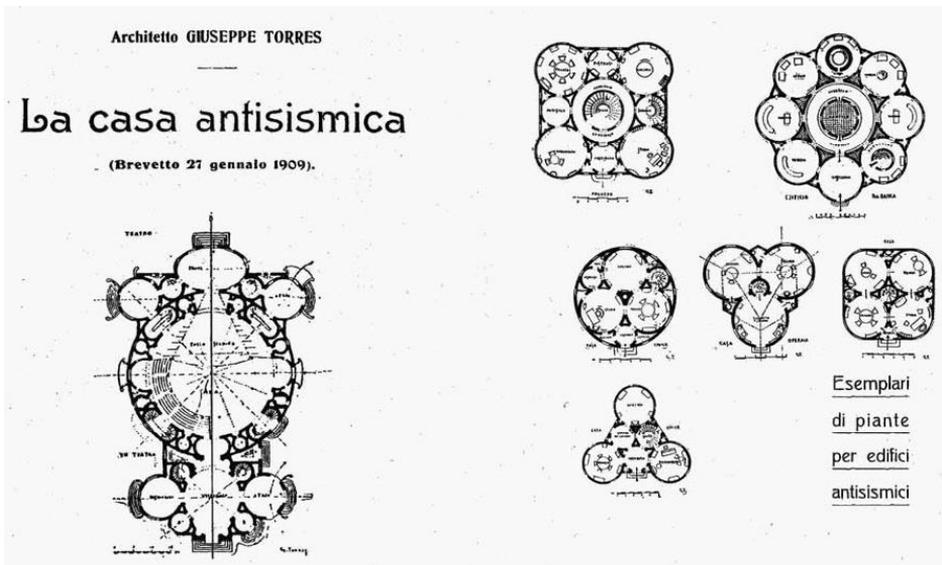


Fig. 58 – Proposta di case antisismiche con pianta circolare (TORRES 1909)

Gli studi e le nuove regole dei primi anni del Novecento, dove appariva chiara la natura dinamica del problema con il conseguente ruolo fondamentale del contenimento della eccentricità fra baricentro delle masse e delle rigidzze, hanno favorito lo sviluppo di idee (anche complesse e di difficile realizzazione) come la casa antisismica dell’Architetto Torres o l’”Edificio Asteroidale” di Francesco Ruffolo.

La casa ‘asteroidale’

Lo studioso Francesco Ruffolo nel 1912, sulla scia delle riflessioni dell’utilizzo della simmetria a vantaggio della prevenzione sismica, recupera lo stesso concetto del Torres ma si rifà alla resistenza a forze spingenti offerta dalle curve paraboliche (osservabile nei

ponti, negli acquedotti e nelle dighe). Per questo propone nel suo modello di casa antisismica un profilo con murature paraboliche in pianta (recuperando il concetto di simmetria e di contrapposizione delle spinte).

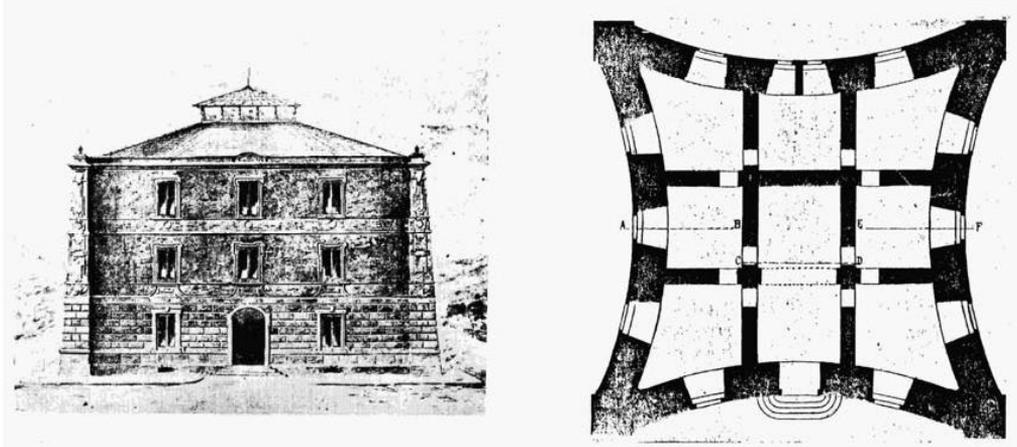


Fig. 59 – Prospetto e pianta dell'edificio asteroidale (RUFFOLO 1912)

Quelli fin qui descritti sono solo alcuni degli esempi di innovazioni diffuse e suggerite negli anni '20 del Novecento.

Appare evidente come nella cultura operativa dell'epoca era già presente la consapevolezza di dover 'ingabbiare' le strutture per conferire loro il comportamento scatolare attraverso il collegamento tra le parti non solo in senso trasversale ma anche longitudinale, oppure addirittura di doverle isolare dai movimenti del terreno, o ancora di studiare forme resistenti che indirizzassero le risultanti delle forze.

Certamente il terremoto di Messina colpì la sensibilità pubblica in un momento di particolare fermento scientifico, dando alla nuova scuola di professionisti lo slancio nella progettazione di strutture che potessero iniziare a fare la differenza in tema di sicurezza antisismica. Poco dopo il sisma del 1908 vennero depositati circa cento brevetti relativi alle nuove tecnologie per l'edilizia in zona sismica (di cui si è fatto riferimento nelle figg. 53-54), a testimonianza del grande sviluppo tecnologico di quel momento.

Il già citato XII Congresso Nazionale degli Ingegneri e Architetti tenutosi a Firenze l'anno successivo prevedeva un concorso di idee per costruzione di edifici nelle località soggette a forti movimenti tellurici. L'Ing. Arturo Danusso¹⁷¹ presentò due proposte, una sulla scia

¹⁷¹ Priocca 1880–Milano 1968, ingegnere, accademico e politico italiano, apportò un grande contributo nella progettazione antisismica. Nel 1915 vinse la cattedra di Meccanica

degli isolatori sismici e l'altra, più tradizionale, caratterizzata da strutture con limitazioni nelle altezze e verificate rispetto alle azioni sismiche orizzontali. Con quest'ultima vinse il concorso: "Il progetto n. 2 dell'Ing. Danusso rappresenta uno studio assolutamente originale ed una indagine matematica pregevolissima intesa a risolvere nei suoi aspetti complessi il problema del calcolo statico di un edificio soggetto alle azioni sismiche. Basandosi sulle leggi e sui principii della meccanica razionale e della teoria dell'elasticità e sui dati di resistenza dei materiali, con elegante indagine analitica costruisce la teoria della vibrazione dell'edificio soggetto alla scossa sismica indagandone le leggi del moto e delle sollecitazioni nei suoi elementi e perviene a formule che sono di fondamentale importanza nella soluzione rigorosa e scientifica del problema"¹⁷².

Particolarmente interessante e attuale quanto afferma proprio il Danusso nello stesso anno a proposito dello studio dell'interazione tra edifici, scosse sismiche e resistenza delle strutture: "La scossa tellurica, applicata alle fondamenta del fabbricato, tende a trascinarlo nel suo movimento. Ogni particella del fabbricato ha una certa massa, che per inerzia tende a contrastare quel movimento. Il principio fondamentale della dinamica ci avverte che non si può immaginare alcun movimento dell'edificio senza che lo accompagni un sistema di forze applicate agli elementi dell'edificio stesso e tali da consentirne il moto. Ciascuno degli organi costituenti il fabbricato subirà l'azione di una parte di queste forze e tenderà per proprio conto ad oscillare con un moto dipendente dalla sua massa, dalle sue proprietà elastiche e dai vincoli che lo collegano coi rimanenti organi. Quindi la prima norma fondamentale da seguire nel progetto di una casa antisismica sarà il collegamento perfetto delle varie parti. [...] Sembra pertanto che la migliore direttiva verso la soluzione del problema sia rappresentata dal seguente quesito: *Rendere minima, compatibilmente colle esigenze pratiche di una casa, la somma di energia che si trasmette dalla commozione tellurica al fabbricato*¹⁷³".

Le considerazioni sopra espresse appaiono oggi di facile comprensione. Per l'epoca rappresentano il punto di maturazione e di relazione fra i risultati degli sviluppi teorici della meccanica e della sismologia applicati alle costruzioni. È il momento, questo, dove in Italia si abbandonano definitivamente l'approccio empirico e l'arte del costruire in favore di una impostazione tecnico-scientifica che regolerà da quel momento in avanti i principi e i sistemi costruttivi.

Nei decenni successivi del XX secolo, per tutta una serie di concause (sviluppo industriale, tecnologico, guerre, esigenze di costruzione in grande scala di residenze per il

strutturale presso il Politecnico di Milano, all'interno del quale sperimentò a livello pratico molto di quanto teorizzato a proposito dopo il terremoto di Messina.

¹⁷² Congresso degli ingegneri ed architetti italiani in Firenze, 3-9 ottobre 1909: Atti, pp. 454-455

¹⁷³ DANUSSO 1909, pp. 68-69

popolamento delle zone urbane o per la ricostruzione post bellica) il sistema della costruzione in muratura ha lasciato il campo a quello del cemento armato (più rapido, economico e versatile). Ecco allora che anche tutto il patrimonio della conoscenza delle costruzioni murarie che si era formato nei secoli fu inviato ad un sostanziale oblio, fino alla fine del secolo scorso, dove una diversa sensibilità in materia di tutela ed esigenze legata alla riparazione di edifici storici danneggiati (post sisma del 1997 Umbria, Marche) hanno di nuovo dato vita ad una fucina di idee e teorie.

5. Una proposta di metodo per la valutazione dell'efficacia dei presidi strutturali: l'Analisi Evolutiva del Dissesto (A.E.D.)

5.1. Premesse

Quanto espresso in conclusione del precedente capitolo sintetizza un concetto fondamentale legato agli obiettivi di questa ricerca.

L'osservazione degli esiti negativi dei consolidamenti moderni delle strutture murarie (non solo dal punto di vista conservativo, ma anche e soprattutto per la loro dubbia efficacia strutturale), ha suggerito lo sviluppo di uno studio, riportato nei precedenti capitoli, finalizzato alla comprensione delle motivazioni per cui, nella seconda parte del XX secolo, si fosse affermata quella metodica di interventi, spesso supportata da precisi dettami normativi.

Per confermare analiticamente quanto intuito, occorre applicare uno strumento di analisi e comprensione dei comportamenti meccanici delle strutture murarie che sia in grado di considerarne la meccanica in relazione ad una molteplicità di fattori, con particolare riguardo alla mutazione strutturale generata dalle trasformazioni delle fabbriche nel tempo. I segni di tali mutazioni architettoniche vanno colti anche dal punto di vista meccanico (differenze nelle caratteristiche dei materiali, variazioni delle condizioni vincolari, delle masse, delle vulnerabilità, etc.) in quanto responsabili di modifiche dello sviluppo della catena cinematica (la sequenza delle fasi dell'evoluzione del danno). La nostra analisi è basata non solo sul comportamento delle singole parti della fabbrica (come canonicamente previsto dalla analisi cinematica classica), ma anche sulla relazione fra esse. Questo concetto è fondamentale per poter stimare con sufficiente approssimazione il livello di sicurezza degli organismi edilizi del costruito storico e conseguentemente studiarne una efficace terapia dei dissesti.

In questo capitolo della ricerca si descrive quindi una metodologia di analisi affinata negli anni con studi, ricerche ed esperienze sul campo. Il metodo dell'Analisi Evolutiva del Dissesto presentato di seguito, sarà uno degli strumenti con cui, nei capitoli successivi, verranno analizzati dei casi studio, per valutare gli effetti della sovrapposizione di consolidamenti tradizionali e moderni fino a trarne spunti utili per l'ultima parte della ricerca (cap. 7).

5.2. Fondamenti teorici dell'applicazione del metodo

Il metodo dell'Analisi Evolutiva del Dissesto (A.E.D.) si fonda sull'interpretazione critica dei meccanismi di collasso, gerarchizzandoli. La catena cinematica si articola infatti in relazione alla loro effettiva energia di attivazione, valutata in base alle condizioni di vincolo.

I valori dei moltiplicatori di collasso vengono di conseguenza 'rettificati' per tenere conto dell'incremento (o del decremento) effettivo della capacità resistente della struttura.

I cinematismi così determinati presenteranno quindi moltiplicatori corretti in funzione dell'ordine di appartenenza, definendo in tal modo con esattezza il reale innesco e lo sviluppo della catena cinematica.

Questo può avere una diretta implicazione sulla scelta degli interventi di consolidamento, che potranno essere mirati prioritariamente all'annullamento della formazione dei cinematismi di 'ordine maggiore' (dal 1°) consentendo così il disinnesco della catena cinematica.

L'obiettivo dell'applicazione del metodo è quindi quello di individuare il meccanismo principe di attivazione del collasso (che viene definito di I ordine) dal quale derivano i successivi (di ordine superiore). Intendendo con M un meccanismo di collasso cinematicamente compatibile con il campo di spostamento della struttura, si può quindi affermare che:

$$\mu_I \in M_I \leq \mu_{II} \in M_{II} \leq \dots \leq \mu_{n-1} \in M_{n-1} \leq \mu_n \in M_n$$

Dove con μ_n si indica il moltiplicatore di collasso del cinematismo di ordine n-esimo.

Il diverso valore del cinematismo di collasso rispetto all'analisi classica è dovuto all'interpretazione critica del dissesto e dal fatto che i meccanismi all'interno della stessa compagine hanno una reciproca correlazione; verificare un cinematismo di collasso significa considerare quindi nella valutazione le condizioni al contorno che caratterizzano la fabbrica muraria. Questo può essere fatto soltanto approfondendo il livello di conoscenza dell'edificio attraverso lo studio critico della struttura e del suo quadro fessurativo, nonché delle trasformazioni subite da essa nel tempo.

Il metodo trova il suo fondamento nell'analisi cinematica delle strutture in muratura e applica, in sintesi, lo studio delle possibili configurazioni di equilibrio attraverso le modalità dell'analisi limite.

Il passo da compiere è quello di adottare un modello di interpretazione il più vicino possibile al comportamento reale della muratura, mezzo meccanico che, per propria natura, come abbiamo visto, non segue le classiche leggi della teoria dell'elasticità generalizzata.

Le ipotesi derivano dagli assunti di Jacques Heyman, illustrati nella sua fondamentale opera "The Stone Skeleton"¹⁷⁴ del 1966, fra i primi lavori in cui appare il modello interpretativo finalizzato allo studio meccanico della muratura:

- la muratura non resiste a trazione;
- gli sforzi agenti (di natura diffusa nella compagine muraria) sono, nella maggior parte dei casi, così bassi che la muratura ha a tutti gli effetti una resistenza a compressione pressoché illimitata (in relazione al valore assoluto delle tensioni presenti);
- non sono cinematicamente ammissibili meccanismi di scorrimento tra le parti.

Tali deduzioni sono confrontabili con quanto presentato da Mario Como: "In una Statica delle costruzioni in muratura che adotti il modello di materiale non reagente a trazione e rigido a compressione, le strutture murarie sviluppano solo deformazioni puramente estensive, diffuse o concentrate, e danno luogo a campi di spostamenti, cosiddetti da meccanismo"¹⁷⁵.

Da tali assunti si può osservare che, anche nel caso dell'analisi del comportamento murario, sono necessarie delle ipotesi di semplificazione del fenomeno per poter procedere ad una valutazione di tipo analitico. Queste sono derivate dall'esperienza di strutture reali e dalle sperimentazioni che nel frattempo erano state condotte nel campo del costruito.

Apparirà chiaro nel corso dell'esposizione dei casi studio (rif. cap. 6) come, applicando il concetto di qualità muraria, l'ipotesi di resistenza infinita a compressione possa non essere applicata, almeno per quanto riguarda la verifica di cinematismi fuori piano di ribaltamento. Conferendo alla muratura caratteristiche di resistenza finita, è possibile considerare, all'interno dell'analisi, l'insorgere di fenomeni disgregativi che fanno collassare gli elementi portanti su loro stessi senza neanche provocare la perdita di equilibrio.

Da questo punto di vista interpretativo il modello è completamente diverso dalle teorie strutturali precedenti, proprio perché il collasso della struttura è determinato dalla perdita

¹⁷⁴ HEYMAN 2014

¹⁷⁵ COMO 2010, p. 104

di equilibrio delle sue parti e non è, come era stato in precedenza affermato, conseguenza della rottura localizzata del materiale.

La non resistenza a trazione della muratura determina l'esistenza all'interno della struttura di vincoli monolateri e contemporaneamente lo sviluppo soltanto di tensioni di compressione. Ne consegue che, nei punti in cui si originano sforzi di trazione, il materiale si fessura e, così facendo, costituisce un nuovo continuo meccanico.

Al modello di Heyman si affiancano i teoremi dell'analisi limite, introdotti già nel 1950 da Rodney Hill nella sua opera "The Mathematical Theory of Plasticity work"¹⁷⁶. Tali principi riguardano, in generale, il calcolo di strutture in campo plastico e possono essere applicati al campo delle strutture in muratura.

I contributi di questi studiosi hanno permesso di teorizzare la metodologia completa di calcolo per descrivere il comportamento dei solidi murari. Nello specifico, il collasso di una struttura è associato alla formazione di un numero di cerniere plastiche sufficiente a innescare un meccanismo a uno oppure a più gradi di libertà.

All'atto del collasso i carichi e le azioni interne sono in equilibrio e questo può essere descritto analiticamente attraverso il principio dei lavori virtuali (PLV):

$$L_{VE} = L_{VI}$$

Dove per L_{VE} si intendono i lavori virtuali esterni e L_{VI} quelli interni. Il lavoro virtuale è definito come il prodotto tra la forza f e il relativo spostamento infinitesimo $d\delta$. Il principio afferma che, dati due sistemi di forze, uno interno (caratteristiche della sollecitazione) ed uno esterno (carichi permanenti e variabili) il lavoro virtuale del primo sistema è uguale a quello del secondo.

Inoltre, in ogni struttura sotto l'azione di forze esterne f_z (parallele alla linea d'asse della struttura), f_y (perpendicolari alla linea d'asse) e coppie c si hanno come equazioni cardinali di equilibrio:

$$\frac{dN}{dz} + f_z = 0; \quad \frac{dT}{dz} + f_y = 0; \quad \frac{dM}{dz} + c = 0$$

La teoria, a questo punto, introduce un fattore moltiplicativo dei carichi variabili esterni che definisce moltiplicatore di collasso μ_c :

$$\frac{dN}{dz} + \mu_c f_z = 0; \quad \frac{dT}{dz} + \mu_c f_y = 0; \quad \frac{dM}{dz} + \mu_c c = 0$$

¹⁷⁶ HILL 1950

Come equazione dei lavori virtuali esterni di una struttura abbiamo:

$$L_{VE} = \mu_c \left[\int_S (q(z)d\delta)dz + \sum_{i=1}^n Q_i d\delta_i + \sum_{j=1}^n C v_j d\varphi_j \right] \\ + \int_S (g(z)d\delta)dz + \sum_{i=1}^n G_i d\delta_i + \sum_{j=1}^n C p_j d\varphi_j + D_{int}$$

Con $q(z)$ carichi esterni variabili distribuiti, Q forze variabili applicate, Cv coppie esterne variabili, $g(z)$ carichi distribuiti permanenti, G forze permanenti applicate, Cp coppie esterne applicate e D_{int} il lavoro virtuale compiuto dalle forze interne nei punti di formazione delle cerniere plastiche.

Nel caso del lavoro virtuale interno si ha:

$$L_{VI} = \int_S (N(z)\varepsilon + M(z)\chi + T(z)\gamma)dz$$

Con N sforzo assiale, M momento flettente e T taglio; e ε deformazione assiale, χ curvatura e γ scorrimento.

Poiché il meccanismo di collasso è caratterizzato da elementi rigidi, dunque non deformabili, abbiamo che:

$$L_{VI} = 0$$

Nel modello di Heyman la muratura non può resistere a sforzi di trazione, di conseguenza il lavoro nelle cerniere plastiche si definisce nel seguente modo:

$$D_{int} = 0$$

Si giunge quindi alla formulazione del principio dei lavori virtuali (PLV) per i solidi murari:

$$\mu_c = \frac{\int_S (g(z)d\delta)dz + \sum_{i=1}^n G_i d\delta_i + \sum_{j=1}^n C p_j d\varphi_j}{\int_S (q(z)d\delta)dz + \sum_{i=1}^n Q_i d\delta_i + \sum_{j=1}^n C v_j d\varphi_j}$$

Dalla relazione si nota che l'equilibrio di una struttura in muratura è relativa soltanto al rapporto tra le somme algebriche delle forze esterne permanenti e variabili prese con il segno relativo al verso di applicazione.

Considerando una resistenza a compressione limitata per la muratura, e quindi uscendo parzialmente ed a posteriori dal modello di Heyman, si possono tenere in conto, come già accennato, i fenomeni disgregativi del materiale legati a basse caratteristiche meccaniche della struttura. Nel passato già sono stati condotti studi sulla relazione tra qualità muraria

e valore del moltiplicatore di collasso associati ai meccanismi di strutture murarie, come nel caso del ribaltamento semplice di parete, affrontato da Antonino Giuffrè¹⁷⁷ nel suo libro “Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche” del 1991.

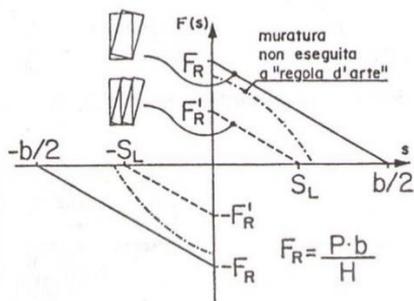


Fig. 60 - Correlazione tra qualità di un paramento murario e moltiplicatore di collasso del suo cinematiso di ribaltamento (GIUFFRÈ 1991)

Si veda come un paramento murario, non eseguito a ‘regola d’arte’, ribalti con una forza applicata nel baricentro di minore entità rispetto ad un corpo, che secondo la teoria di Heyman, può essere considerato rigido. Nel grafico è illustrato, inoltre, il ribaltamento di un muro a doppio paramento, che possiede un moltiplicatore di collasso ulteriormente inferiore.

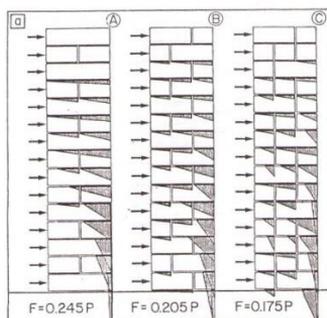


Fig. 61 - Rapporti tra forza ribaltante e stabilizzante nel caso del ribaltamento di un paramento murario che presenta diverse tessiture murarie (*Ibidem*)

L’opera di Giuffrè prosegue esaminando le tessiture murarie del paramento e dimostra che un ammassamento costituito dalla giusta sovrapposizione di diatoni ed ortostati aumenta in modo significativo la stabilità al ribaltamento del muro.

Il concetto di considerare la qualità muraria come elemento di rettifica del moltiplicatore di collasso teorico è molto simile a quello alla base della Analisi Evolutiva del Dissesto. La valutazione delle caratteristiche meccaniche della muratura, abbattute per la scarsa

¹⁷⁷ GIUFFRÈ 1991

aggregazione, è infatti uno dei risultati che si ottengono approfondendo la conoscenza della fabbrica, al pari di tutti gli altri fattori che influenzano il teorico valore del moltiplicatore di collasso, modificando e ponendo, come già detto, in scala gerarchica i singoli cinematismi (sviluppo della catena cinematica) diversamente da quanto si determina da osservazioni acritiche conseguenti a un modesto livello di conoscenza della struttura.

Un ulteriore passo nella teoria muraria è stato fatto da Giovanni Cangi nella sua opera “Manuale del recupero strutturale e antisismico”¹⁷⁸ del 2006. Qui viene introdotta la possibilità per la muratura di rompersi nel piano per scorrimento.

Nel caso di ribaltamento nel piano di porzioni murarie si formano due settori caratterizzati da due cunei di distacco: il primo, quello più esterno, collassa per rotazione, il secondo, il più interno, per scorrimento.

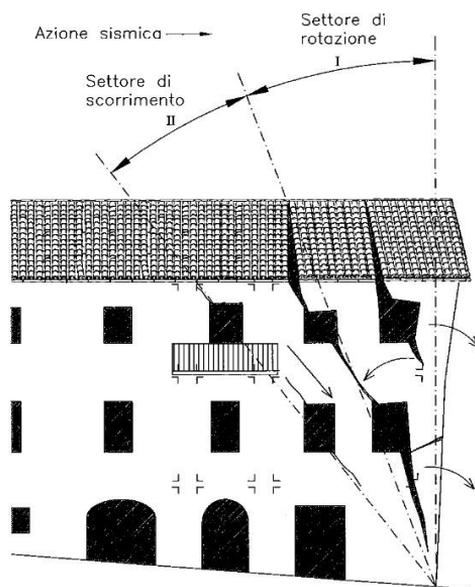


Fig. 62 - Meccanismo di danno di testata di un aggregato edilizio (CANGI 2006, p. 39)

Il cinematismo di rotazione, se si applicano i principi dell'analisi evolutiva del dissesto (A.E.D.), appartarrebbe al primo ordine della catena cinematica; lo scorrimento a taglio al secondo. È evidente come ci sia una forte relazione tra le parti della struttura, che delinea l'ordine di attivazione dei cinematismi di collasso.

¹⁷⁸ CANGI 2006

Si cita, inoltre, il procedimento di analisi per la verifica dei meccanismi di collasso nella parete dalla teoria di Giovanni Cangi¹⁷⁹.

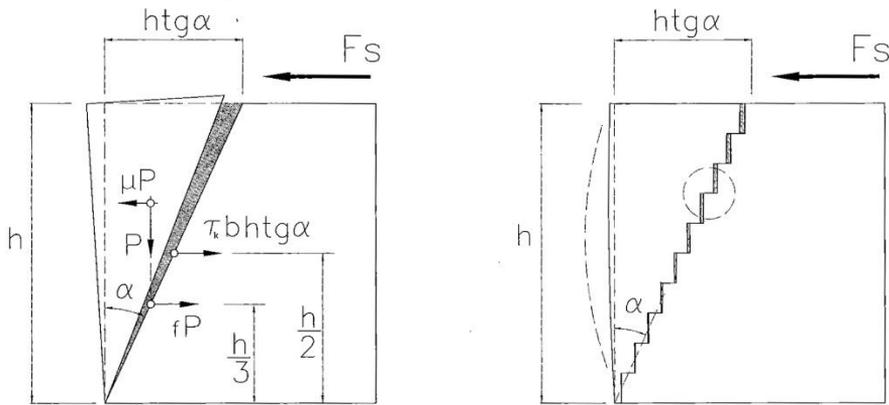


Fig. 63 - Modello grafico per la valutazione della risposta sismica di pareti murarie sollecitate nel piano (Rielaborazione da CANGI 2006, p. 53)

Innanzitutto si definisce il peso del generico blocco di muratura delimitato dall'angolo α :

$$P = \frac{1}{2} \gamma b h^2 t g \alpha$$

Con γ peso specifico del materiale, b spessore della parete, h altezza e α angolo in funzione della qualità muraria. Applicando il principio dei lavori virtuali si ha come equazione di equilibrio:

L'assunto è quello di considerare: Momento stabilizzante (spingente) = Momento stabilizzante (resistente)

$$M_S = M_{RC} \text{ (coesione)} + M_{RA} \text{ (attrito)} + M_{RF} \text{ (forma)}$$

$$M_S = \mu \frac{1}{2} \gamma b h^2 t g \alpha * \frac{2}{3} h \text{ (Momento ribaltante classico)}$$

$$M_{RC} = \frac{1}{2} \tau_k b h^2 t g \alpha \text{ (Momento della forza tangenziale)}$$

$$M_{RA} = \frac{1}{6} \gamma b h^3 f t g \alpha \text{ (Momento della forza di attrito)}$$

¹⁷⁹ *Ibidem*

$$M_{RF} = \frac{1}{6} \gamma b h^3 t g^2 \alpha \text{ (Momento stabilizzante classico)}$$

Uguagliando e sommando i membri dell'equazione, si ha:

$$\frac{1}{3} \gamma b h^3 t g \alpha = \frac{1}{2} \tau_k b h^2 t g \alpha + \frac{1}{6} \gamma b h^3 f t g \alpha + \frac{1}{6} \gamma b h^3 t g^2 \alpha$$

Si ottiene, a questo punto, il moltiplicatore di collasso:

$$\mu = \frac{1}{2} (t g \alpha_{crit} + f + \frac{3 \tau_k}{\gamma h})$$

Con μ moltiplicatore di collasso e f coefficiente di attrito.

Il collasso di una parete muraria nel piano, è, a questo punto, legata anche all'angolo critico, al coefficiente di attrito del materiale e alla resistenza agli sforzi di taglio.

Tutte queste informazioni sono ricavabili soltanto approfondendo il livello di conoscenza della fabbrica muraria, e restituiscono dei valori diversi da quelli ottenibili semplicemente con la verifica a taglio di una parete sulla base dei valori di riferimento da normativa. È questo un altro esempio di efficace rettifica del moltiplicatore di collasso (a taglio, in questo caso).

Con queste premesse di metodo risulterà possibile descrivere dal punto di vista analitico i vari cinematismi, applicando, come anche suggerisce la normativa tecnica di riferimento, il principio dei lavori virtuali, gerarchizzandoli in catene cinematiche per una migliore comprensione del reale funzionamento meccanico globale della fabbrica e per una conseguente definizione di una più efficace terapia del dissesto (o delle vulnerabilità).

5.3. Descrizione del metodo e dell'analisi

L'analisi cinematica classica delle strutture in muratura non considera né le interazioni tra i diversi meccanismi all'interno della medesima fabbrica, né le condizioni al contorno di tali cinematismi. Non presuppone quindi un'analisi critica dell'edificio oggetto di intervento. Il metodo dell'analisi evolutiva del dissesto (A.E.D.) si caratterizza invece con l'exasperazione della conoscenza, come è corretto affrontare nella disciplina del restauro.

Il metodo di valutazione si articola in diverse fasi:

1. Rilievo geometrico della fabbrica
2. Rilievo materico e strutturale
3. Analisi delle tecniche costruttive e delle caratteristiche meccaniche dei materiali in opera
4. Individuazione delle fasi di trasformazione della fabbrica muraria
5. Rilievo puntuale delle vulnerabilità strutturali attive, con gerarchizzazione delle stesse (rispetto al moltiplicatore di collasso)
6. Rilievo puntuale delle vulnerabilità strutturali silenti, con gerarchizzazione delle stesse (rispetto al moltiplicatore di collasso)
7. Rilievo del danno eventualmente presente, con gerarchizzazione del quadro fessurativo
8. Individuazione dei macroelementi strutturali sulla base delle informazioni emerse e individuazione delle singole catene cinematiche, con determinazione del moltiplicatore di collasso per ciascun "anello" della catena (gerarchizzazione cinematica)
9. Valutazione del livello di sicurezza della fabbrica muraria

Come si può osservare il metodo presuppone un *iter* conoscitivo approfondito, basato sullo studio sia della fabbrica come fonte diretta, sia delle fonti storiografiche indirette. L'analisi mette in relazione le trasformazioni che la fabbrica ha subito nel corso del tempo individuando le vulnerabilità presenti, che originano i più probabili meccanismi di collasso, soprattutto attraverso l'interpretazione critica del quadro fessurativo rilevabile.

Non bisogna dimenticare che, come già detto, con l'applicazione della teoria cinematica classica delle murature si ottengono dal calcolo analitico dei moltiplicatori di collasso dei meccanismi non in linea con quella che è la realtà complessa della fabbrica, dal momento che non si tengono in conto le interazioni di causa ed effetto tra i possibili cinematismi, date dalle relazioni fra le parti. Tali rapporti sono invece dimostrati dall'osservazione dei danni riscontrati, ad esempio, nelle fabbriche storiche a seguito degli eventi sismici.

Di seguito si propone un'esemplificazione del principio alla base del metodo.

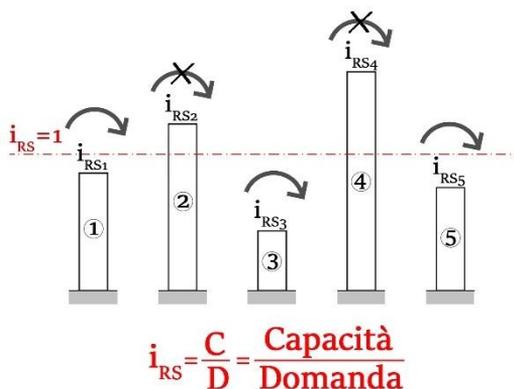


Fig. 64 - Moltiplicatori di collasso (i_{rs}) da un'analisi cinematica classica

Il livello di sicurezza, definito come il rapporto fra la capacità C (risorsa del sistema, cioè dell'organismo strutturale) e la domanda D (complesso delle azioni attese, così come definite dalla norma), è di prassi legato soltanto al risultato analitico ottenuto. Per il soddisfacimento della verifica numerica, così come normalmente si opera, è richiesto l'intervento in modo esteso ed indifferenziato su tutti i cinematismi il cui indicatore sia inferiore all'unità.

I singoli cinematismi appartenenti alla medesima catena cinematica, secondo la prassi comune, sono messi in sequenza come rappresentato nella figura che segue (semplicemente tenendo conto del valore del moltiplicatore valutato per i singoli meccanismi).

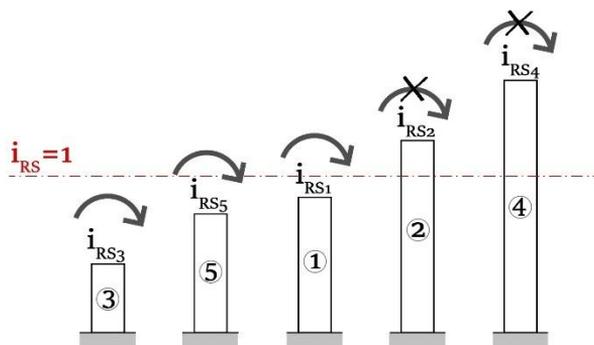


Fig. 65 - "Ordine" cinematico per la teoria classica, soddisfare la verifica implicherebbe intervenire sul meccanismo 3, 5 e 1

Applicando invece il principio dell'analisi evolutiva del dissesto (A.E.D.) la catena cinematica viene riordinata secondo il principio di causa effetto (attraverso l'analisi della relazione fra le parti), stabilendo i legami intrinseci tra i cinematicismi. I moltiplicatori di collasso variano il proprio valore in relazione alle condizioni al contorno: in questo modo il risultato analitico rispetta quella che è la reale dinamica del crollo, come l'esperienza ci dimostra.

Il principio è illustrato nella seguente immagine, dove si può apprezzare graficamente (in colore giallo) la correzione del moltiplicatore di collasso di alcuni cinematicismi, per effetto delle considerazioni sopraesposte, e la loro gerarchizzazione con riordino favorevole della catena cinematica (l'indicatore di collasso supera l'unità in molti casi, non richiedendo alcun intervento).

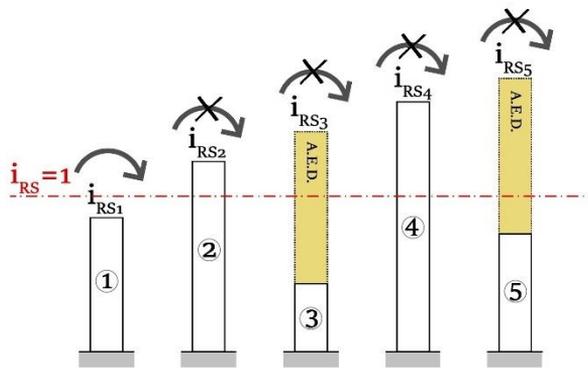


Fig. 66 - Ordine cinematico derivante dall'analisi evolutiva del dissesto (A.E.D.)

Per garantire il disinnescamento completo della catena cinematica non è dunque necessario agire su ogni suo 'anello' (singolo elemento strutturale), ma soltanto su quello appartenente al 'primo ordine'. Questo comporterà una mutazione delle condizioni di vincolo di cui beneficeranno i cinematicismi di ordine successivo (incremento indotto della Capacità, cioè del moltiplicatore di collasso). Ciò garantirà da un lato il rispetto del principio del minimo intervento (conservazione) e dall'altro l'ottenimento di una elevata efficacia dello stesso (sicurezza), andando a correggere direttamente l'innescamento dell'atto di moto.

Di seguito si propone il medesimo grafico dove con il colore rosso si identifica l'incremento del moltiplicatore di collasso dovuto al beneficio atteso dall'intervento di consolidamento da attuarsi; con il colore giallo/rosso invece il miglioramento della sicurezza sugli altri meccanismi in relazione al primo.

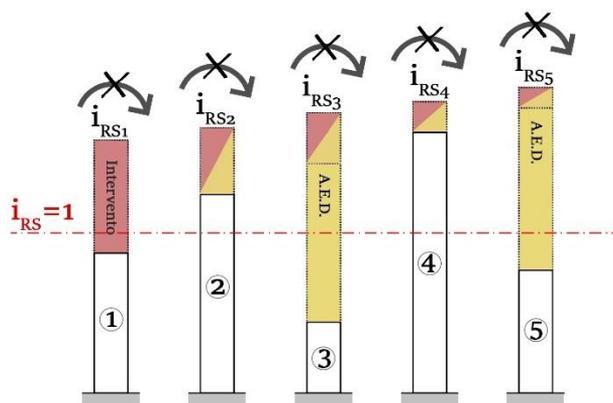


Fig. 67 - Impedimento dello sviluppo della catena cinematica con intervento sul primo ordine

La fig. 68 consente di definire meglio questo concetto:



Fig. 68 - Chiesa di S. Pellegrino, Norcia (PG). Evidenza di catena cinematica gerarchizzata (A. Giannantoni 2016)

Il cinematismo di primo ordine (ribaltamento) innesca di conseguenza una serie di rotture a taglio (lesioni di primo, secondo terzo e quarto ordine) che si hanno per scorrimento dei cunei per effetto dell'allontanamento della parete d'angolo.

L'intervento in fase di prevenzione sismica (non certo dopo un danno accertato come quello in figura) prospetterebbe le seguenti eventualità:

1. Analisi classica della catena cinematica non tenendo conto della sua gerarchia, con conseguente esecuzione di rinforzo a taglio delle murature e contemporaneo inserimento di incatenamenti;
2. Analisi con la gerarchia del collasso (A.E.D.), che suggerirebbe il solo inserimento di incatenamenti per trattenere il ribaltamento della facciata, evitando il formarsi dei settori di scorrimento. L'azione del tirante, infatti, consente di valutare diversamente, correggendolo, il moltiplicatore di collasso relativo alla rottura a taglio del pannello murario.

5.4. Finalità, sviluppi e modalità applicative dell’A.E.D.

Il metodo dell’analisi evolutiva del dissesto (A.E.D.) permette, come visto, di gerarchizzare i meccanismi di collasso di una fabbrica muraria in una catena cinematica di più ordini. Individuare la successione dei cinematismi permette di intervenire su un edificio per impedire, attraverso la messa in opera di un intervento strutturale, l’attivazione del cosiddetto ‘meccanismo di primo ordine’; questo permette di annullare l’attivazione di quelli successivi e minimizzare i nuovi presidi da inserire.

Per comprendere meglio la metodologia di approccio si riportano due esempi in cui l’individuazione della catena cinematica ha permesso di raggiungere il criterio del minimo intervento, garantendo la conservazione della fabbrica muraria.

Il primo esempio¹⁸⁰ è la chiesa di San Paolo a Concordia sulla Secchia (MO), crollata in molte parti, in seguito al terremoto dell’Emilia del 2012.



Fig. 69 - Facciata della chiesa di San Paolo a Concordia sulla Secchia (MO) puntellata in seguito alla messa in sicurezza (A. Giannantoni 2013)

¹⁸⁰ Per l’analisi dei cinematismi riportata cfr. F. Brescia, C. Meneghesso, E. Prete, *Progetto di restauro della chiesa di San Paolo di Concordia sulla Secchia, considerazioni metodologiche e soluzioni operative a seguito del sisma*, tesi di laurea, relatori Riccardo dalla Negra e Andrea Giannantoni, correlatore Marco Zuppiroli, Università degli Studi di Ferrara - Dipartimento di Architettura, A.A.2012/2013.



Fig. 70 - San Paolo a Concordia sulla Secchia (MO), cerniere plastiche nell'intradosso e nell'estradosso dell'arco (A. Giannantoni 2013)



Fig. 71 - San Paolo a Concordia sulla Secchia (MO), vista dell'abside (A. Giannantoni 2013)



Fig. 72 - San Paolo a Concordia sulla Secchia (MO), controfacciata (A. Giannantoni 2013)



Fig. 73 - San Paolo a Concordia sulla Secchia (MO), fessurazione delle volte della navata laterale (A. Giannantoni 2013)



Fig. 74 - San Paolo a Concordia sulla Secchia (MO), navata centrale (A. Giannantoni 2013)

Come si osserva dalle immagini, il danno riscontrabile nella fabbrica è esteso, con il crollo totale delle coperture della navata centrale. È possibile descrivere la dinamica del collasso attraverso l'approfondimento del livello della conoscenza, applicando l'analisi evolutiva del dissesto (A.E.D.).

Il collasso è, in questo caso, costituito da quattro ordini di cinematici, intimamente collegati tra loro.

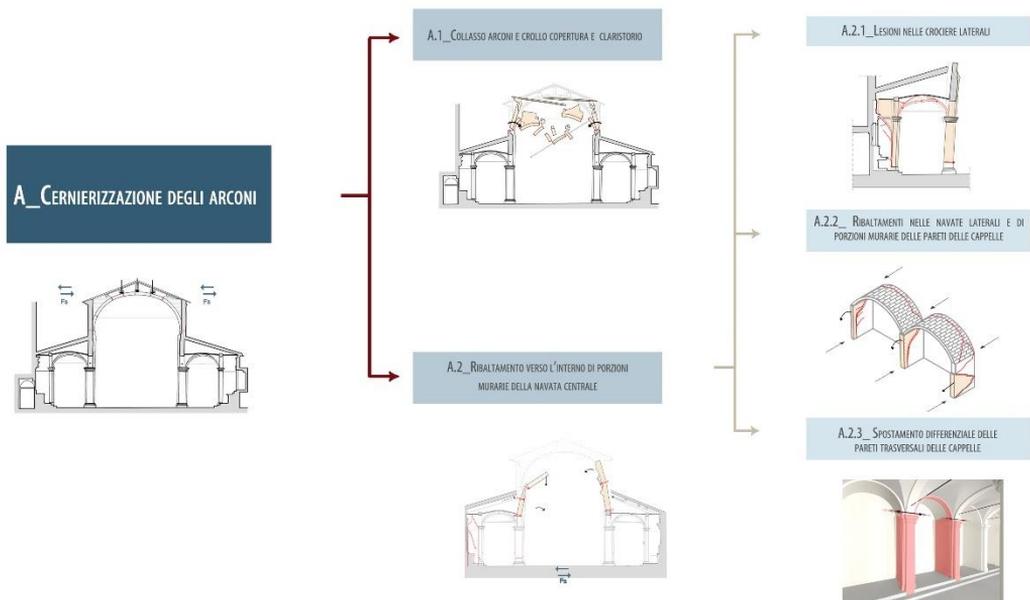


Fig. 75 - Rappresentazione schematica della catena cinematica a più ordini

La catena cinematica rilevata è composta dai seguenti meccanismi di collasso:

I ordine: cernierizzazione degli arconi

La componente dell'accelerazione verticale del sisma ha determinato l'aumento dei carichi concentrati delle travi in corrispondenza dell'estradosso degli arconi della navata centrale (essenzialmente nei punti dove l'orditura lignea appoggiava). All' aumento di carico verticale è seguita la formazione di cerniere plastiche nei punti di applicazioni di tali forze.

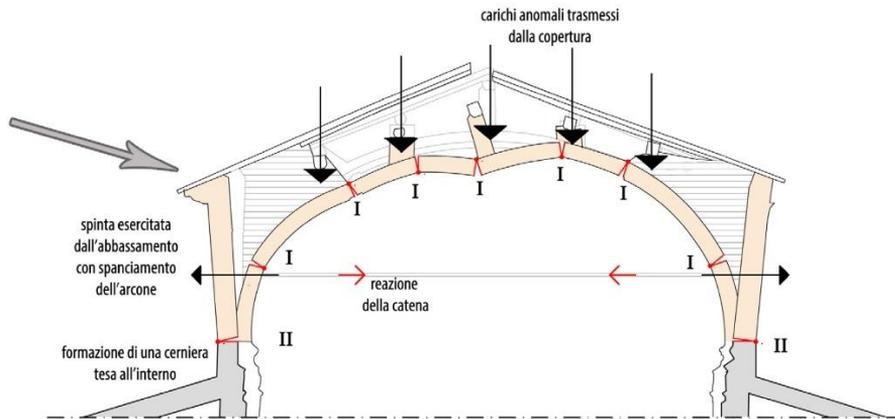


Fig. 76 - I ordine della catena cinematica: formazione delle cerniere plastiche

La formazione di un numero sufficiente di cerniere plastiche ha determinato il crollo degli archi della navata centrale per formazione di labilità e conseguente innesco di un meccanismo a più gradi di libertà. A questo si aggiunge la rottura per eccessiva tensione di trazione del tirante metallico.

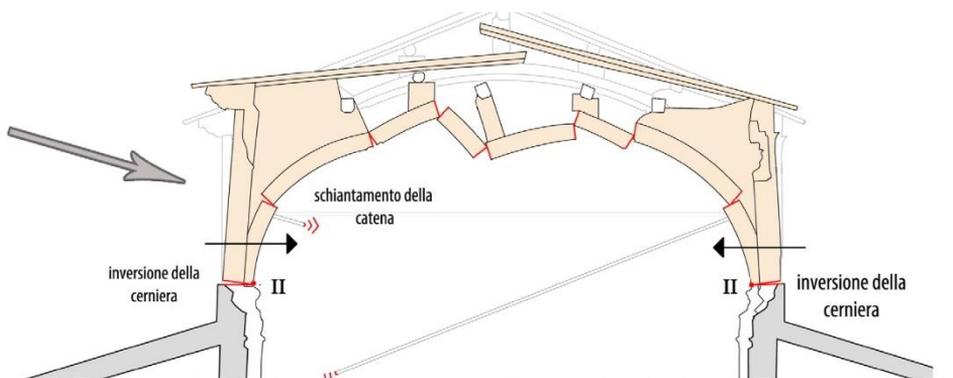


Fig. 77 - I ordine della catena cinematica: collasso dell'arco e rottura della catena

II ordine: ribaltamento verso l'interno di porzioni murarie della navata centrale

Il cinematismo è direttamente collegato al crollo della copertura e dell'arco centrale. Le porzioni murarie poste sopra al colonnato della navata principale sono ribaltate in seguito all'azione fuori dal piano esercitata dal sisma. Il meccanismo è stato possibile per la mancanza del vincolo esercitato dalla copertura e favorito dall'effetto di martellamento dei puntoni delle navate laterali. Dove non si è giunti al collasso, si registrano dislocazioni di parti importanti di muratura.

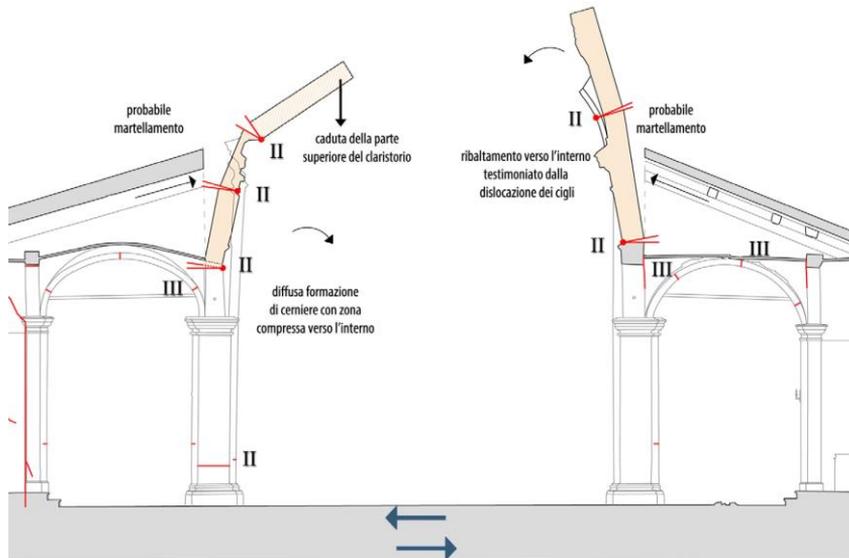


Fig. 78 - II ordine della catena cinematica: ribaltamento delle porzioni murarie sommitali

III ordine: meccanismo delle volte a crociera laterali

Il ribaltamento delle porzioni murarie sommitali della navata centrale ha innescato, nelle adiacenti volte a crociera delle navate laterali, un distacco delle volte dagli archi e un cinematismo a quattro cerniere delle diagonali, con la rotazione del piedritto della cappella laterale intorno alla base. Il fenomeno è dovuto allo spostamento della diagonale, impresso dal precedente ribaltamento, che ha determinato la deviazione della curva delle pressioni all'interno dell'elemento causandone le fessurazioni in prossimità della formazione delle cerniere plastiche.

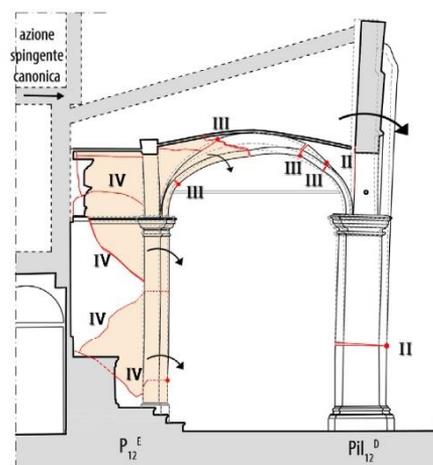


Fig. 79 - III ordine della catena cinematica: meccanismo a quattro cerniere

IV ordine: Ribaltamento dei piedritti e rottura a taglio delle cappelle laterali

Il fenomeno di ribaltamento del piedritto della navata laterale ed il meccanismo a quattro cerniere delle diagonali delle volte hanno determinato la formazione delle lesioni inclinate a taglio sulle pareti delle cappelle laterali. Questo è dovuto al fatto che le esili murature delle cappelle non hanno più avuto un vincolo di confinamento dato dal piedritto della volta muraria.

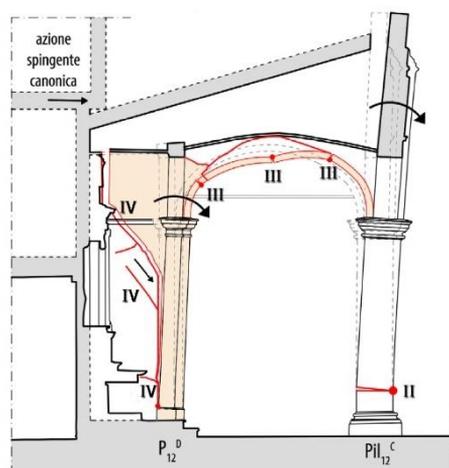


Fig. 80 - IV ordine della catena cinematica: ribaltamento dei piedritti e rottura a taglio delle murature nelle cappelle laterali

A questo punto è immediato intuire come il crollo della copertura abbia causato il collasso dell'intera struttura. Gerarchizzando i cinematicismi all'interno di una catena cinematica otteniamo moltiplicatori di collasso che si incrementano man mano che l'ordine del meccanismo aumenta. Con questa chiave di lettura, si può osservare come il meccanismo resistente delle pareti che dividono le cappelle laterali sia relegato al quarto ordine della scala gerarchica. Questo vuol dire che, valutando la fabbrica in fase di prevenzione sismica, la presenza della vulnerabilità di primo ordine (quella relativa al relativo cinematicismo) di fatto annulla il benefico contributo dei setti murari tra le cappelle, con una notevole influenza in termini di riduzione della capacità ed una conseguente possibile sopravvalutazione della sicurezza, qualora non si comprendesse la sequenza gerarchica delle vulnerabilità. Ancora una volta, appare evidente quanto sia essenziale l'approfondimento della conoscenza, non solo in termini di parametri meccanici.

Il secondo esempio è relativo alla chiesa di Sant'Andrea a Campi di Norcia (PG). L'edificio ha subito dei danneggiamenti consistenti in seguito alle prime scosse dello sciame sismico del 24 agosto 2016 e un secondo importante collasso dopo le scosse del 30 ottobre dello stesso anno. Sono di seguito illustrate le foto appartenenti a diverse campagne fotografiche effettuate prima e dopo l'evento distruttivo di ottobre. Dalle immagini è possibile ricostruire con maggiore precisione la dinamica del crollo e la relativa catena cinematica.



Fig. 81 - Prime lesioni di distacco della facciata e del timpano dall'edificio (A. Giannantoni 16/9/2016)



Fig. 82 - Lesioni di distacco della facciata e del timpano dall'edificio (A. Giannantoni 28/10/2016)



Fig. 83 - Cerniera plastica alla base della colonna del portico (A. Giannantoni 28/10/2016)



Fig. 84 - Cerniera plastica al livello dell'imposta dell'arco del portico (A. Giannantoni 28/10/2016)



Fig. 85 - Collasso della copertura che era stata sostituita (A. Giannantoni, 28/10/2016)



Fig. 86 - Collasso della volta a botte (A. Giannantoni 28/10/2016)

La catena cinematica è in questo caso composta da dieci ordini¹⁸¹:

I ordine: martellamento della trave di colmo sul timpano (24 agosto 2016):

La copertura, di recente sostituzione (costituita da travetti in c.a.p. collegati alla trave di colmo e cordoli perimetrali in c.a.) e completamente scollegata dalla facciata, ha innescato un fenomeno di martellamento della stessa sul timpano. Il fenomeno si è verificato in seguito all'azione ciclica dell'accelerazione sismica che ha interessato il blocco rigido della copertura. L'urto della trave di colmo e dei cordoli perimetrali ha determinato l'instaurarsi di condizioni di instabilità che si sono manifestate con la rotazione rigida del timpano. Il quadro fessurativo, già presente dopo il 24 agosto e prima di ottobre (fig. 81) testimonia l'innescò di questo cinematismo.

¹⁸¹ Per l'analisi dei cinematismi riportata cfr. L. Cei, D. Rizzi, F. Stagnini, E. Tredici, *Il restauro della chiesa di Sant'Andrea a campi di Norcia*, tesi di laurea, relatore Riccardo dalla Negra, correlatori Andrea Giannantoni e Marco Zuppiroli, Università degli Studi di Ferrara - Dipartimento di Architettura, A.A. 2017/2018.

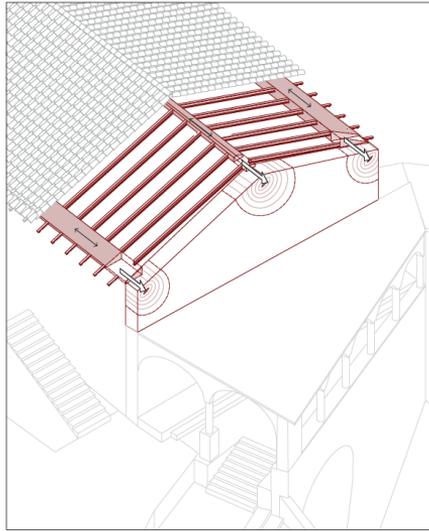


Fig. 87 - I ordine della catena cinematica, martellamento della trave di colmo sul timpano

II ordine: ribaltamento del timpano (24 agosto 2016):

La mancanza di vincoli sommitali ha determinato il verificarsi del meccanismo di ribaltamento del timpano, innescato dall'azione di martellamento della copertura. La formazione della cerniera cilindrica orizzontale a livello di imposta del portico sulla facciata della chiesa ha determinato la rotazione rigida del timpano. Sono visibili lesioni verticali in corrispondenza dell'intersezione muraria con la parete perimetrale, evidenti sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo.

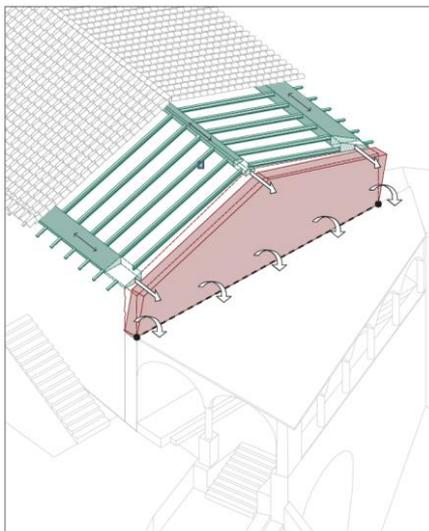


Fig. 88 - II ordine della catena cinematica, ribaltamento del timpano

III ordine: lesione diagonale del pilastro di facciata (24 agosto 2016):

Nel sottotetto in corrispondenza del pilastro di controfacciata si è originata una lesione diagonale. Formata poco sotto la catena lignea estradossale, è conseguente alla spinta del cordolo sommitale della copertura sul timpano.

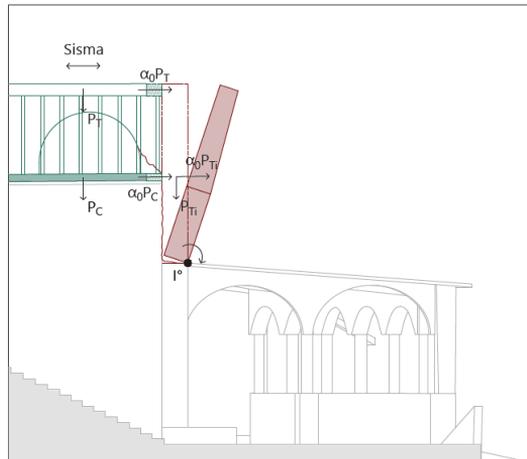


Fig. 89 - III ordine della catena cinematica, lesione diagonale del pilastro di facciata

IV ordine: ribaltamento di facciata e portico (26 ottobre 2016 - 30 ottobre 2016)

Le scosse del 26 ottobre 2016 hanno aggravato in modo rilevante le condizioni strutturali della fabbrica. La parte sommitale del timpano si è disgregata per l'esigua qualità muraria dell'elemento e la lesione pseudo verticale del ribaltamento della parte sommitale della facciata si è estesa fino alla base dell'edificio determinando la successiva rotazione globale del macroelemento.

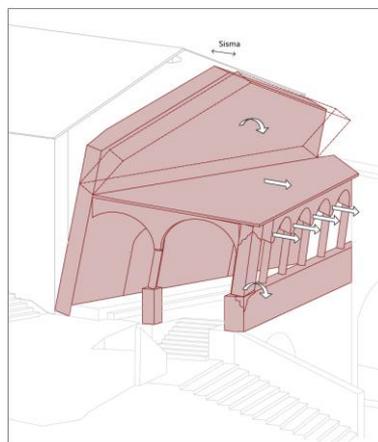


Fig. 90 - IV ordine della catena cinematica, ribaltamento di facciata e portico

V ordine: cernierizzazione delle colonne e slittamento del portico (26 ottobre 2016 - 30 ottobre 2016)

La spinta della facciata e delle volte in pietra sotto l'effetto dell'azione sismica, unita all'assenza di un efficace incatenamento orizzontale, ha portato al collasso della struttura del portico. Il cinematismo è caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche alla base ed a livello dell'imposta degli archi, che fanno muovere in direzione orizzontale il blocco della copertura del portico, costituita da un'orditura lignea e da un sistema di archi tirantati, verso la piazza.

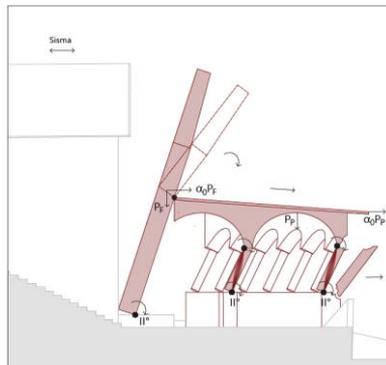


Fig. 91 – V ordine della catena cinematica, cernierizzazione delle colonne e slittamento del portico

VI ordine: ribaltamento dei cantonali di spina (30 ottobre 2016)

In seguito al ribaltamento della facciata e del portico, si è innescato il meccanismo di trascinamento dei cunei dei cantonali delle pareti laterali. Il cinematismo di ribaltamento intorno ad una cerniera cilindrica ad asse prevalentemente orizzontale è accompagnato dalla rotazione di porzioni murarie appartenenti alle pareti ed esso ortogonali. Dopo il sisma del 30 ottobre, infatti, i cantonali risultano privi della parte della muratura, che si è disgregata.

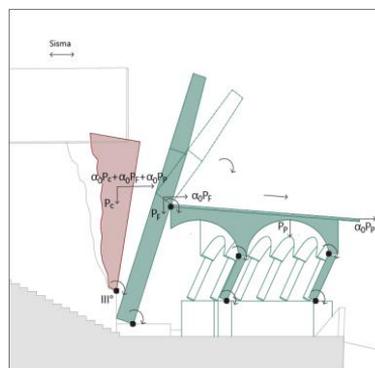


Fig. 92 – VI ordine della catena cinematica, ribaltamento dei cantonali di spina

VII ordine: collasso delle volte della prima campata (30 ottobre 2016)

Già dal 24 agosto il portico presentava un esteso quadro fessurativo che interessava le volte. Le lesioni di distacco delle strutture interne del muro di facciata erano considerabili come dissesti dovuti alla spinta non contrastata delle volte in pietra sui paramenti murari esterni. Il ribaltamento della facciata dell'edificio, in seguito all'accelerazione sismica e la conseguente diminuzione della sezione di appoggio della volta, ha determinato la formazione, intorno ai piedritti della controfacciata, di un meccanismo a quattro cerniere, che ha portato al collasso della prima campata.

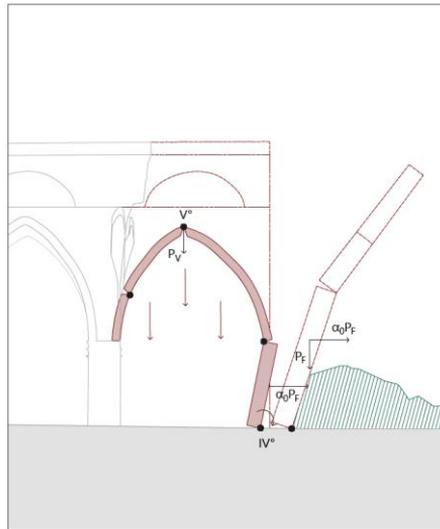


Fig. 93 – VII ordine della catena cinematica, collasso delle volte della prima campata

VIII ordine: volta spingente (30 ottobre 2016)

L'accelerazione sismica ha determinato un aumento della spinta orizzontale in prossimità delle imposte della volta a botte, situata al di sotto del portico. L'aumento della spinta orizzontale e il repentino aumento dei carichi verticali dovuto alla componente verticale del sisma e dall'urto provocato dal collasso delle strutture sommitali (crolli del portico, facciata e volte) hanno determinato la formazione di un meccanismo a quattro cerniere della volta a botte sottostante.

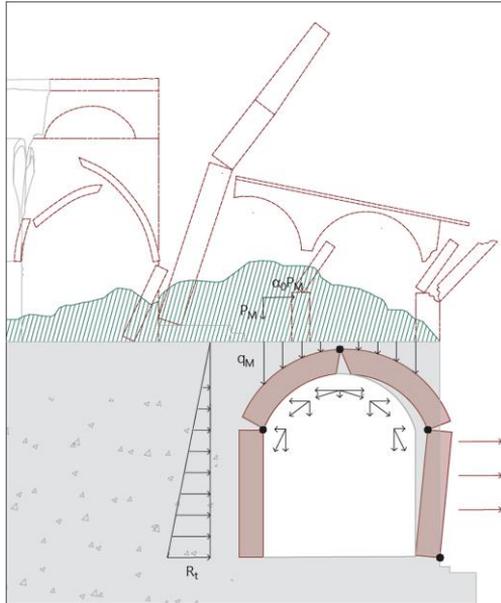


Fig. 94 – VIII ordine della catena cinematica, volta spingente

IX ordine: collasso sostruttura voltata del portico (30 ottobre 2016)

L'instabilità del piedritto esterno della volta a botte (quindi l'attivazione della cerniera cilindrica alla base dello stesso) ha aperto la strada al collasso della sostruzione del portico, che ha, in questo caso, interessato la sola porzione est.

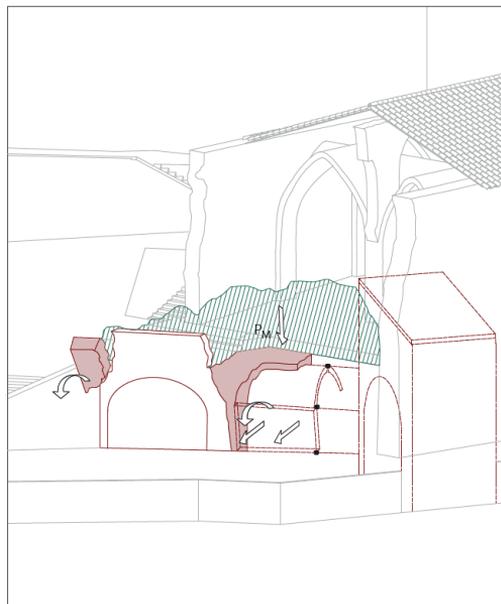


Fig. 95 – IX ordine della catena cinematica, collasso della sostruzione voltata del portico

X ordine: espulsione del pilastro e ribaltamento del cantonale

Il pilastro d'angolo del portico ed il cantonale ovest del paramento esterno della sostruzione sono stati interessati rispettivamente da un meccanismo di espulsione e uno di ribaltamento composto. La rotazione del cuneo di distacco delimitato dalle superfici di frattura nelle pareti, che concorrono al cantonale murario, è avvenuta intorno ad una cerniera posta alla base dello stesso. Il meccanismo si è attivato in seguito al collasso della sostruttura voltata del portico.

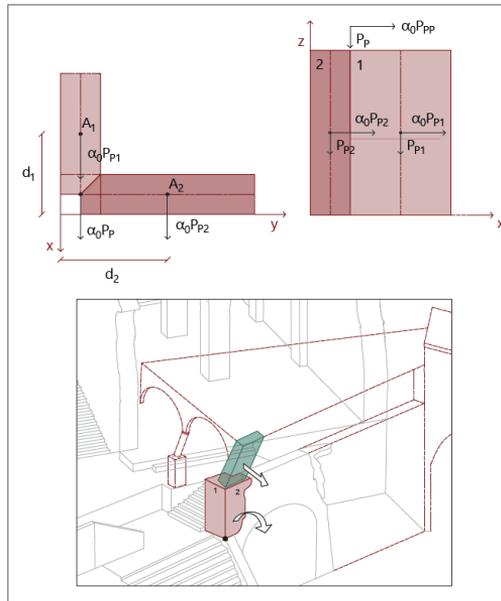


Fig. 96 – X ordine della catena cinematica, espulsione del pilastro e ribaltamento del cantonale

Questo caso, emblematico per la complessità e la numerosità delle componenti della catena cinematica, ribadisce quanto sia importante approfondire ogni aspetto della conoscenza della fabbrica in esame.

Operando nella prevenzione sismica (e non a fronte della riparazione del danno), solo l'approfondimento delle fasi trasformative (anche delle più recenti) della fabbrica, lo sviluppo di una attenta osservazione e l'implementazione di una fase diagnostica, consentono di poter valutare correttamente lo scenario del danno.

Nel caso della chiesa di S. Andrea a Campi la concomitanza fra la presenza di una diastasi muraria fra la facciata settecentesca e le murature seriori, unita all'interazione con la nuova copertura in laterocemento con cordolatura scollegata fra le pareti laterali e la facciata, ha generato la vulnerabilità di primo ordine che ha poi scatenato l'evoluzione del dissesto. Pensare ad un intervento di consolidamento mirato ed altamente efficace che

avesse disinnescato tale carenza, avrebbe senz'altro comportato l'insorgere di uno scenario di danno più contenuto. Da qui l'interesse nello sviluppo e l'applicazione del metodo della Analisi Evolutiva del Dissesto.

6. Casi studio

6.1. Premesse

Nel seguente paragrafo vengono presentati quattro edifici storici in muratura scelti come casi studio: uno di edilizia palaziale e tre edifici di culto.

I modelli tipologici analizzati sono quelli dell'edilizia storica specialistica, che ben si presta per caratteristiche geometriche, strutturali e vicende costruttive a esaltare gli effetti delle sollecitazioni sismiche sulle strutture murarie. Gli strumenti di studio utilizzati, compresa l'Analisi Evolutiva del Dissesto, mostrano con chiarezza i risultati raggiunti. Occorre sottolineare, però, che si tratta di metodi facilmente estendibili anche alla tipologia dell'edilizia storica di base, sia essa isolata o in aggregato.

Tutti i complessi analizzati si trovano nella zona sismica del centro Italia e sono stati più volte oggetto di consolidamento con differenti materiali e tecniche esecutive: fino ai primi anni del XX secolo vi si trovano interventi realizzati con tecniche tradizionali (speronature, incatenamenti, interventi sul rinforzo dei paramenti murari, sottofondazioni, sottomurazioni), il cui comportamento è stato messo alla prova principalmente dai terremoti di Norcia (1859), della Valnerina (1878) e Avezzano (1915), documentato da descrizioni e foto d'epoca (cfr. par. 4.1, 4.2.). Dal secondo dopoguerra vi si trovano invece interventi eseguiti con tecniche moderne, che vedono l'introduzione di nuovi materiali come il cemento armato (cfr. par. 2.2., 4.1.). Tali interventi hanno dato prova della loro efficacia, o meno, negli ultimi importanti eventi sismici che hanno colpito il centro Italia nel 1997 e nel 2016.

I casi studio scelti mostrano quattro diverse configurazioni:

- Il palazzo dei Priori di Visso (MC) è un esempio di articolata edilizia palaziale con numerose trasformazioni architettoniche;
- L'abbazia di San Biagio a Piobbico (MC) è un edificio con pianta irregolare, di medie dimensioni, risultato di sottrazioni architettoniche nel tempo;
- La chiesa dell'Addolorata a Norcia (PG) è invece un esempio di struttura ad aula unica con interferenze date da edifici contigui (il complesso del palazzo dei Cavalieri di Malta e la Sagrestia);
- La chiesa di Santa Maria Argentea a Norcia (PG) infine, rappresenta la fabbrica di grandi dimensioni, su tre navate, in configurazione pressoché isolata da altri fabbricati, se si eccettua una modesta aderenza con la casa canonica. Il possente

campanile è uno dei pochi con struttura isolata presente sul territorio, ricostruito dopo un crollo nel 1869.

Queste caratteristiche, come le altre enunciate in precedenza, definiscono una casistica significativa per gli scopi della ricerca.

Per studiare gli effetti che le tecniche e le vicende costruttive hanno avuto sul comportamento delle fabbriche murarie si è scelto di mettere a confronto il comportamento statico e dinamico attraverso l'elaborazione di diversi modelli analitici. Le simulazioni effettuate prendono in considerazione due diverse casistiche di base: la prima relativa al fabbricato con le caratteristiche costruttive e gli interventi di consolidamento tradizionali, posseduti fino all'inizio del XX secolo, e la seconda simulando la sovrapposizione degli interventi moderni. Nel secondo caso è stato possibile affinare la simulazione soprattutto per le nozioni storiche reperibili sui manufatti: gli interventi moderni sono spesso ben documentati, rintracciabili e ascrivibili a precisi momenti di intervento; i consolidamenti storici effettuati con tecniche tradizionali sono invece il risultato di operazioni stratificate nel tempo di cui spesso non si rintraccia il momento storico preciso in cui sono stati eseguiti.

Per comprendere le varie vicende trasformative dei casi studio si è attento perlopiù da fonti terze. Le informazioni proposte per le analisi storiche non vogliono esaurire la restituzione di tutte le vicende delle fabbriche in esame, ma sintetizzare macrofasi utili per descrivere le più importanti trasformazioni della compagine muraria, che permettono al metodo di analisi di affinare i risultati della ricerca concentrandosi sulle discontinuità murarie e sull'interazione di diverse fasi costruttive. Le analisi storiche dei primi tre casi studio, in particolare, sono tratte e rielaborate da Tesi di Laurea svolte presso il Dipartimento di Architettura dell'Università degli Studi di Ferrara, alla cui stesura ho partecipato in qualità di relatore.

Per quanto riguarda le modellazioni numeriche, è doveroso precisare che vengono eseguite a livello globale per fornire indicazioni esclusivamente di carattere qualitativo, e non quantitativo: si tenga in considerazione che la qualità muraria degli edifici presi in esame, in alcuni casi, è talmente bassa (indici I.Q.M. < 4)¹⁸² da non rispettare le condizioni di continuo meccanico. In questi casi la sollecitazione sismica causa fenomeni di franamento e disgregazione muraria ancor prima dell'attivazione di cinematismi locali. Non avremo quindi valori numerici di riferimento, ma un utile strumento per ipotizzare dove tendono a formarsi e concentrarsi gli stati tensionali di compressione o trazione e quale sia il loro andamento (informazioni che si possono confrontare con il rilievo del

¹⁸² BORRI, DE MARIA 2019

quadro fessurativo). Nei casi invece in cui gli edifici sono caratterizzati da buona qualità muraria (indici I.Q.M. > 4)¹⁸³, e i paramenti si presentano ben ammorsati tra loro, l'analisi globale si dimostra efficace se eseguita con comportamento del materiale non lineare, e restituisce utili informazioni sul comportamento meccanico della fabbrica durante il fenomeno sismico.

Nelle analisi di tipo elastico-lineare è stata considerata generalmente un'unica tipologia muraria, in quanto le differenze di tipo meccanico tra paramenti di diverse fasi storiche risultano, per quanto riguarda la resistenza meccanica e la deformabilità, così esigue da non apportare significative modifiche al comportamento globale delle fabbriche oggetto di studio. Inoltre, le analisi si sono limitate a definire il comportamento qualitativo della muratura, per questo lievi differenze in termini di resistenza a rottura e deformabilità non determinano una variazione sensibile dei risultati delle modellazioni.

Si ricorda che la verifica condotta si limita a descrivere il comportamento delle fabbriche in campo elastico e che per la modellazione sono state seguite le prescrizioni delle NTC2018 e della relativa circolare applicativa. La modellazione si avvale delle combinazioni sismiche formalizzate dalla normativa corrente, con le quali è possibile descrivere con efficacia il comportamento meccanico effettivo delle fabbriche analizzate durante un terremoto.

Appare chiaro che nei meccanismi di collasso locale fuori piano, tali differenze sono state prese in considerazione per stabilire, con maggiore precisione, il moltiplicatore dei carichi corrispondente ai fenomeni di ribaltamento.

Il confronto dei risultati delle analisi condotte su edifici con diverse configurazioni di interventi di consolidamento offrono importanti riflessioni sulla loro efficacia.

Come detto si sono considerati casi di edilizia specialistica; tale scelta, non casuale, dipende dal fatto che sono queste le strutture più vulnerabili che hanno visto l'ingresso di tecniche di consolidamento anche invasive su larga scala, con effetti più significativi rispetto a quanto si può riscontrare sull'edilizia di base. L'edilizia monumentale permette inoltre di rintracciare con maggiore completezza la relativa documentazione su trasformazioni e lavorazioni subite nell'arco del tempo.

Le analisi effettuate per la descrizione del funzionamento meccanico delle strutture sono di due tipi: una con comportamento elastico-lineare del materiale, l'altra di natura cinematica in cui i corpi si comportano rigidamente. La prima mette in evidenza i flussi tensionali all'interno del solido murario con le congruenti deformazioni, la seconda le

¹⁸³ *Ibidem*

catene cinematiche che si innescano quando alla fabbrica viene impressa un'accelerazione dal sisma.

Nell'analisi di tipo elastico-lineare è interessante sottolineare l'andamento delle tensioni principali di compressione all'interno della struttura nelle varie combinazioni di carico sismico. La direzione del flusso tensionale descrive, inoltre, le vie preferenziali di fessurazione dell'edificio.

Riguardo questo aspetto si ricorda che lo stato di tensione interna di un corpo in un punto è descritto dal tensore degli sforzi di Cauchy, il quale è formato da sei componenti: tre normali ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) e tre tangenziali ($\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$). Nel caso di solidi murari si ha, come prima approssimazione, uno stato piano di tensione ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx}$). Questo è dovuto alla geometria stessa degli elementi strutturali, in quanto la loro altezza e la loro larghezza hanno dimensioni molto maggiori rispetto al loro spessore.

Per equilibrio alla rotazione del continuo di Cauchy si ottiene:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}$$

Di conseguenza il tensore nel piano assume la seguente forma:

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{pmatrix}$$

Da uno stato generico di tensione si possono ottenere, analiticamente e graficamente le direzioni principali di tensione.

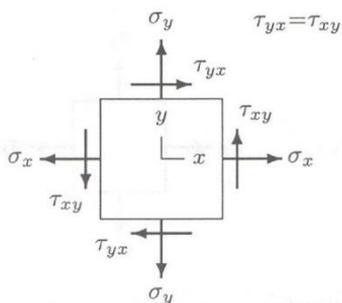


Fig. 97 - Tensione piana con componenti normali e tangenziali di un elemento infinitesimale

Si intendono con direzioni principali di tensione quei vettori appartenenti a tre giaciture, perpendicolari tra loro e passanti per un punto del corpo sollecitato (nel caso di murature, come detto precedentemente, le giaciture diventano due), che posseggono soltanto componenti normali.

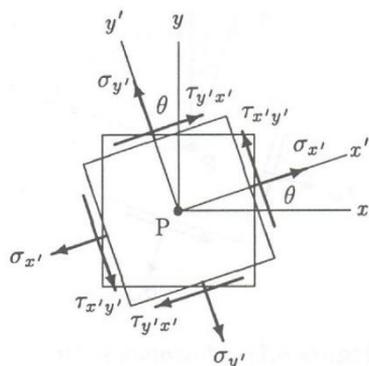


Fig. 98 - Direzioni principali di tensione di un elemento infinitesimale, si nota una diversa inclinazione delle giaciture di riferimento dei vettori

Analiticamente i valori delle tensioni principali si possono ottenere, conoscendo lo stato di sollecitazione dell'elemento infinitesimale, con la seguente relazione:

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Un ulteriore metodo per la determinazione delle tensioni principali di compressione e trazione è l'utilizzo del Cerchio di Mohr, che consiste nella rappresentazione dello stato tensionale biassiale su di un piano cartesiano. Sull'ascissa vengono indicate le tensioni normali e sull'ordinata quelle tangenziali, dalla costruzione del cerchio si determinano tutti gli stati tensionali nel punto in relazione all'angolo di inclinazione della giacitura di riferimento.

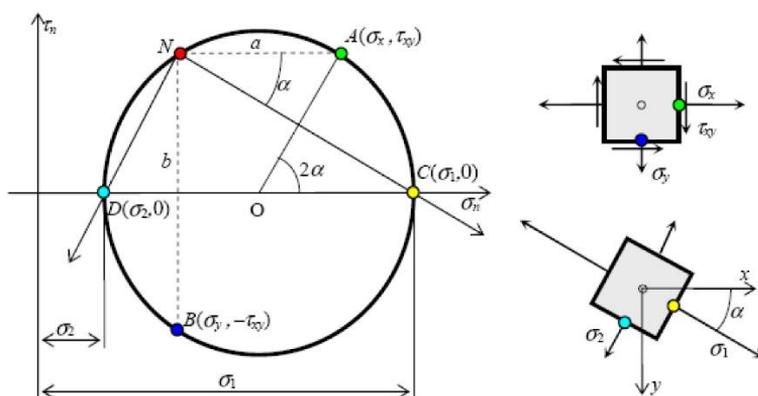


Fig. 99 - Rappresentazione dello stato tensionale di un elemento infinitesimale attraverso la determinazione del cerchio di Mohr

È quindi fondamentale conoscere l'andamento delle isostatiche di compressione e di trazione (che saranno, per definizione, tra loro perpendicolari), all'interno della struttura, in modo tale da poter correlare la loro posizione con lo sviluppo di meccanismi cinematici ed operare di conseguenza una loro gerarchizzazione.

6.2. Palazzo dei Priori a Visso (MC)

6.2.1. Descrizione della fabbrica e delle sue principali fasi storiche

Il Palazzo dei Priori¹⁸⁴ a Visso è l'edificio di testa dell'isolato compreso tra via Galliano, via Giacomo Leopardi e largo G. B. Antinori. Ad oggi si articola su 3 livelli fuori terra con 3 prospetti su strada dissimili l'uno dall'altro che descrivono la trasformazione della fabbrica nell'arco dei secoli, dovuta a sua volta alla trasformazione dell'isolato.

Le prime fonti riguardo la sua realizzazione fanno riferimento al 1255, anno in cui in una pergamena si ritrova citato “*Actum in palatio comunis Vissi*”¹⁸⁵; in una copia di un atto di vendita di beni redatta il 1° maggio 1270 si trova di nuovo menzione del palazzo. L'edificio nasce dunque nel XIII secolo con un volume molto ridotto rispetto a quello attuale, ma con la stessa destinazione d'uso che ha conservato fino all'epoca contemporanea. La fabbrica vede un grande ampliamento nel 1325, e viene distrutta da un incendio nel 1477 per essere ricostruita solo a partire dal 1482, anno in cui i Cinque Priori di Visso incaricano l'architetto Bartolomeo da Camerino di intervenire nel recupero di tutto il primo e il secondo piano dell'edificio, ampliandolo in stile rinascimentale¹⁸⁶. A questa fase fanno riferimento le modanature delle aperture su tutti i prospetti, che cercano di dare uniformità al palazzo. In quest'occasione viene inoltre sopraelevata una porzione del prospetto sud, mentre il fronte ovest viene arricchito di una cartella sommitale per regolarizzare la facciata, originariamente asimmetrica. Le fonti non restituiscono informazioni circa ulteriori importanti interventi di trasformazione nell'arco del XVII e XVIII secolo, mentre si trova traccia di un ulteriore grande ampliamento verso la fine del XIX secolo: l'inventario delle imposte dirette di Camerino infatti descrive la consistenza del palazzo in 14 vani nel 1876, e in 17 vani nel 1890¹⁸⁷. La fabbrica aveva dunque raggiunto una costituzione complessa e articolata.

Negli anni '80 del XX secolo si effettuano le operazioni più invasive a livello strutturale: l'edificio viene ampliato aggiungendo il locale voltato al piano terra, si modificano alcuni ambienti per l'inserimento di un ascensore, si cambiano caratteristiche della distribuzione

¹⁸⁴ Cfr. I. Manetta, G. Pacinella, *Il restauro del Palazzo dei Priori a Visso, come ri-costituzione di una coerenza perduta*, tesi di laurea, relatori Riccardo dalla Negra e Andrea Giannantoni, correlatori Marco Zuppiroli e Javier Gallego Roca, Università degli Studi di Ferrara - Dipartimento di Architettura, A.A.2018/2019.

¹⁸⁵ FABBI 1971

¹⁸⁶ *Ibidem*

¹⁸⁷ Archivio di Stato di Macerata, sezione di Camerino

interna con spostamento di muri divisori. In seguito, a fronte dei terremoti del 1976 e del 1997, il palazzo viene interessato da importanti interventi di consolidamento in cemento armato. Ad oggi, dopo i danni subiti a causa del terremoto del 2016, l'edificio risulta inagibile.

Di seguito si riportano le principali fasi storiche sintetizzate in 4 macrofasi:

- Fase 1: XIII secolo – XIV secolo

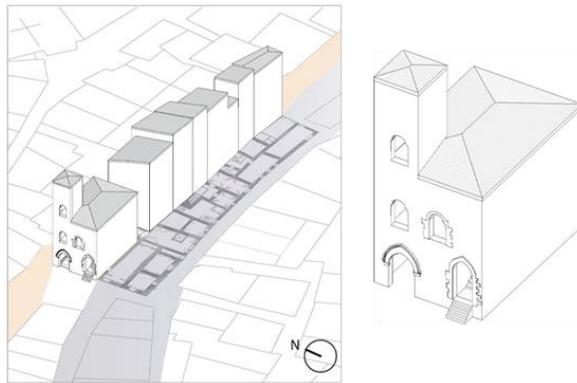


Fig. 102 - Prima configurazione architettonica

Le prime menzioni del “*Palatium Communis Vissi*” risalgono al 1255 e al 1270. Si può supporre che la costruzione risalgia alla metà del XIII secolo, in concomitanza all’ampliamento nel nucleo urbano della città che in quel momento vede la deviazione del torrente Ussita con il conseguente ampliamento dell’isolato, la realizzazione delle mura cittadine a nord e della Platea Magna, la principale piazza cittadina non lontana dal palazzo. È lecito supporre che quest’ultimo dovesse avere un primo volume di dimensioni ridotte (l’isolato era circa un terzo delle dimensioni attuali) con torre e merlature. Lo stemma della città infatti contiene la raffigurazione del palazzo comunale rappresentato con queste caratteristiche. A questo periodo si riconducono alcune aperture che ancora si leggono sui paramenti murari, tra cui l’ingresso principale e la cosiddetta “porta del morto”, apertura caratteristica in particolare nel centro storico di Visso. La quota di tale apertura, oggi tamponata, suggerisce un ingresso sopraelevato.

L’edificio viene ampliato nel 1325: si trova notizia di una delibera da parte del Consiglio relativa alla ricostruzione della Casa del comune con un ampliamento utile affinché ci

potessero vivere 5 priori¹⁸⁸. È a questa fase che si possono ricondurre tutte le caratteristiche gotiche del palazzo, tra cui il portale ogivale di ingresso.

- Fase 2: 1477 - 1482



Fig. 103 - Seconda configurazione architettonica

Nel 1477 vennero incendiati sia il Palazzo dei Priori che l'archivio in esso conservato, in seguito a disordini cittadini. La struttura venne ricostruita pochi anni più tardi: già nel 1479 era stata realizzata una scala esterna di collegamento del primo piano, e murata la volta dell'attuale archivio del pianterreno; nel 1482 i Cinque Priori incaricarono poi l'architetto Bartolomeo da Camerino di ricostruire i primi due piani e uniformare i prospetti, in stile rinascimentale. Vennero inoltre sopraelevate le facciate sud e ovest, nel tentativo di renderle simmetriche. È a questo momento che si possono ricondurre le aperture modanate di tutti i prospetti. Tali interventi sono testimoniati dalla targa fatta inserire dai Priori nel cantonale destro del fronte ovest, che conserva la data 1482.

Si trovano poi riferimenti ad interventi negli spazi interni nel corso del XVI secolo: nel 1518 venne realizzata, per volere del vescovo Francesco Erolì, una cappella dei priori al piano inferiore; nel 1542 il palazzo passò dal ducato di Camerino ai Farnese, e fu interessato da un restauro globale che vide ampliamenti e riorganizzazione di molti ambienti interni ricollegandoli a un unico vano scala, localizzato dove si trova tuttora.

Tra il XVII e la metà del XIX secolo si trovano notizie circa passaggi di proprietà e consecutivi allestimenti degli spazi interni, ma non si rintracciano informazioni relative ad importanti interventi sulla fabbrica.

¹⁸⁸ FABBI 1971

- Fase 3: seconda metà del XIX secolo - oggi



Fig. 104 - Terza configurazione architettonica

Un'epigrafe marmorea sul prospetto principale testimonia un restauro avvenuto nel 1866 per volontà del sindaco di Visso G. B. Gaola Antinori. A questo momento si possono presumibilmente ricondurre l'inserimento degli orologi in facciata e del campanile a vela in sommità, utilizzato per simboleggiare la proprietà ecclesiastica del palazzo precedente alla definitiva annessione allo Stato unitario. Venne inoltre rimossa la scala esterna, liberando la vista dell'antico portale ogivale d'ingresso¹⁸⁹.

Alla fine del XIX secolo la fabbrica è poi interessata da ulteriori ampliamenti: nel 1860 il Sommarione indica la consistenza del palazzo in 4 vani al piano terra, 4 al piano primo e 4 al secondo; nel 1876 l'inventario delle imposte dirette di Camerino descrive la presenza di 14 vani, e di 17 vani nel 1890¹⁹⁰

- Fase 4: seconda metà del XIX secolo - oggi

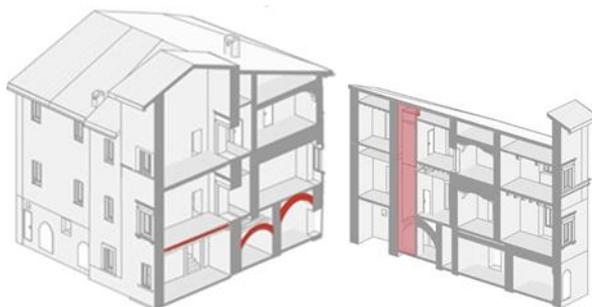


Fig. 105 - Quarta configurazione architettonica

¹⁸⁹ FABBI 1965

¹⁹⁰ Archivio di Stato di Macerata, sezione di Camerino

Dalla seconda metà del XIX secolo il palazzo è stato oggetto di diversi interventi, spesso molto invasivi, che hanno visto l'impiego del cemento armato.

Già negli anni '70 si vede la realizzazione di un solaio in laterocemento e l'inserimento di capriate in cemento armato, probabilmente collegate a cordolature in corrispondenza della cellula originaria. Il secondo piano è inoltre interessato da un globale ammodernamento con inserimento di nuovi servizi¹⁹¹.

Durante gli anni '80 il palazzo è poi interessato da diverse campagne di interventi: nel 1982 l'edificio viene ampliato con l'aggiunta di un locale voltato al piano terra; viene inoltre prevista la completa sostituzione della copertura lignea con una cappa in laterocemento e, di nuovo, capriate probabilmente ancorate a un cordolo in cemento armato; solo la gronda viene ricostruita in legno come l'originale, con materiali recuperati dallo smontaggio. Vengono inoltre demoliti pavimenti, intonaci e tramezzature in forati dell'ultimo piano.

Il palazzo pochi anni più tardi, nel 1988, viene nuovamente sottoposto a un restauro globale e particolarmente invasivo, probabilmente anche a seguito di possibili danni subiti durante il terremoto del 1984 di Perugia. In quest'occasione vennero eseguite le seguenti operazioni:

- realizzazione di vespai nei locali al piano terra;
- consolidamento delle volte al piano terra con svuotamento dell'estradosso, applicazione di rete elettrosaldata collegata alla parete con barre di ferro, successivo getto in calcestruzzo e riposizionamento del rinfianco con materiale leggero;
- inserimento di profilati HE nello spessore delle volte;
- irrigidimento del solaio nell'androne di ingresso con rete elettrosaldata ancorata alle putrelle tramite grappe;
- realizzazione di un appoggio su travi di ferro per scaricare il peso di un muro di spina che gravava sulla chiave della volta del piano terra;
- realizzazione di un'apertura tra pianerottolo della scala e vano ascensore;
- interventi di scuci-cuci e rinzaffi, con applicazione successiva di intonaci in malta bastarda;
- rimozione di tramezzature al piano primo;
- inserimento del vano ascensore con conseguente: taglio della volta al piano terra e inserimento di profilati in acciaio; collocazione di un rompitratta coperto da controsoffitto al piano primo;
- inserimento di putrelle e mensole a sbalzo al piano secondo;

¹⁹¹ Archivio dei beni architettonici e paesaggistici della Soprintendenza Archeologia belle arti e paesaggio delle Marche, Ancona

- revisione dell'impiantistica e adeguamento alle norme antincendio.¹⁹²

Infine, a seguito del terremoto Umbria-Marche del 1997, l'edificio è stato sottoposto all'ultima campagna di restauri nel 1999, che ha previsto:

- consolidamento delle murature con iniezioni di malta;
- operazioni di scuci-cuci per la ripresa dei paramenti murari danneggiati;
- consolidamento delle volte in muratura;
- sostituzione degli architravi;
- realizzazione di una soletta armata per irrigidire il solaio della sala convegni al piano primo;
- revisione e ricostituzione dei solai lignei;
- rifacimento del manto di copertura.¹⁹³

¹⁹² *Ibidem*

¹⁹³ *Ibidem*

6.2.2. Le trasformazioni costruttive in relazione al comportamento strutturale: studio cinematico speditivo

Per affrontare l'analisi cinematica è stata in primo luogo condotta una valutazione degli indici di qualità muraria dei paramenti murari che caratterizzano la fabbrica. Tale analisi ha permesso di determinare con maggiore precisione le caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti. Le murature presenti si sono sintetizzate in due principali tipologie appartenenti una al nucleo storico dell'edificio, l'altra a cui si possono ricondurre operazioni di cuci-scuci per interventi successivi. Di seguito le caratteristiche di entrambe:

Tipologia 1: muratura originaria in conci sbozzati e filari orizzontali

Parametri della regola dell'arte

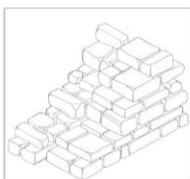
- O.R. Orizzontalità dei filari
- P.D. Presenza di diatoni o ingranamento trasversale
- F.EL. Forma degli elementi resistenti
- S.G. Sfalsamento dei giunti verticali
- D.EL. Dimensione degli elementi resistenti
- M.A. Qualità della malta
- RE.EL. Qualità degli elementi resistenti

Giudizio sui parametri

- R. Parametro rispettato
- P.R. Parametro parzialmente rispettato
- N.R. Parametro non rispettato

$$I.Q.M. = RE.EL. \times (O.R. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + M.A.)$$

| PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE | | | | | | | | | |
|----------------------------------|------------------|------|----|------------------------|------|----|------------------|------|----|
| | AZIONI VERTICALI | | | AZIONI FUORI DAL PIANO | | | AZIONI NEL PIANO | | |
| | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. |
| O.R. | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 | 0 | 0.5 | 1 |
| P.D. | 0 | 1 | 1 | 0 | 1.5 | 3 | 0 | 1 | 3 |
| F.EL. | 0 | 1.5 | 3 | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 |
| S.G. | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 1 | 2 |
| D.EL. | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 |
| M.A. | 0 | 0.5 | 2 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 1 | 3 |
| RE.EL. | 0 | 0.7 | 1 | 0.5 | 0.7 | 1 | 0.3 | 0.7 | 1 |



| CATEGORIA | AZIONI VERTICALI | AZIONI NEL PIANO | AZIONI FUORI PIANO |
|---------------------|----------------------------|------------------------------|----------------------------|
| IQM | 3.85 | 3.5 | 3.5 |
| METODO PUNTEGGI | B | B | C |
| LMT (Sezione) | - | - | - |
| PARAMETRI MECCANICI | Resistenza a compressione | Modulo di elasticità normale | Resistenza a taglio |
| VALORE ASSUNTO | $f_m = 2.9 \text{ N/mm}^2$ | $E = 1258 \text{ N/mm}^2$ | $T_0 = 5.5 \text{ N/cm}^2$ |

$$\begin{cases} f_{min} = 1.036e^{0.1961x} = 2.20 \text{ MPa} \\ f_{med} = 1.4211e^{0.1844x} = 2.89 \text{ MPa} \\ f_{max} = 1.8021e^{0.1775x} = 3.57 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_{min} = 599.03e^{0.1567x} = 1095 \text{ MPa} \\ E_{med} = 731.51e^{0.1548x} = 1327 \text{ MPa} \\ E_{max} = 863.74e^{0.1535x} = 1560 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{con } x = I.Q.M._V = 3.85$$

$$\begin{cases} \tau_{0;min} = 0.0003x^2 + 0.0066x + 0.0143 = 0.0411 \text{ MPa} \\ \tau_{0;med} = 0.0005x^2 + 0.0086x + 0.0189 = 0.0551 \text{ MPa} \\ \tau_{0;max} = 0.0006x^2 + 0.0107x + 0.0234 = 0.0682 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{min} = 204.5e^{0.1464x} = 341 \text{ MPa} \\ G_{med} = 247.62e^{0.1457x} = 412 \text{ MPa} \\ G_{max} = 290.56e^{0.1452x} = 483 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{con } x = I.Q.M._{NP} = 3.5$$

Tipologia 2: interventi di scuci-cuci in conci sbazzati

Parametri della regola dell'arte

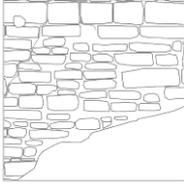
- O.R. Orizzontalità dei filari
- P.D. Presenza di diatoni o ingranamento trasversale
- F.EL. Forma degli elementi resistenti
- S.G. Sfalsamento dei giunti verticali
- D.EL. Dimensione degli elementi resistenti
- M.A. Qualità della malta
- RE.EL. Qualità degli elementi resistenti

Giudizio sui parametri

- R. Parametro rispettato
- P.R. Parametro parzialmente rispettato
- N.R. Parametro non rispettato

$$I.Q.M. = RE.EL. \times (O.R. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + M.A.)$$

| PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE | | | | | | | | | |
|----------------------------------|------------------|------|----|------------------------|------|----|------------------|------|----|
| | AZIONI VERTICALI | | | AZIONI FUORI DAL PIANO | | | AZIONI NEL PIANO | | |
| | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. |
| O.R. | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 | 0 | 0.5 | 1 |
| P.D. | 0 | 1 | 1 | 0 | 1.5 | 3 | 0 | 1 | 3 |
| F.EL. | 0 | 1.5 | 3 | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 |
| S.G. | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 1 | 2 |
| D.EL. | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 |
| M.A. | 0 | 0.5 | 2 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 1 | 3 |
| RE.EL. | 0 | 0.7 | 1 | 0.5 | 0.7 | 1 | 0.3 | 0.7 | 1 |



| CATEGORIA | AZIONI VERTICALI | AZIONI NEL PIANO | AZIONI FUORI PIANO |
|---------------------|----------------------------|------------------------------|----------------------------|
| IQM | 2.8 | 2.45 | 2.8 |
| METODO PUNTEGGI | C | C | C |
| LMT (Sezione) | - | - | - |
| PARAMETRI MECCANICI | Resistenza a compressione | Modulo di elasticità normale | Resistenza a taglio |
| VALORE ASSUNTO | $f_m = 2.4 \text{ N/mm}^2$ | $E = 1130 \text{ N/mm}^2$ | $T_0 = 4.3 \text{ N/cm}^2$ |

$$\begin{cases} f_{min} = 1.036e^{0.1961x} = 1.79 \text{ MPa} \\ f_{med} = 1.4211e^{0.1844x} = 2.38 \text{ MPa} \\ f_{max} = 1.8021e^{0.1775x} = 2.96 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_{min} = 599.03e^{0.1567x} = 929 \text{ MPa} \\ E_{med} = 731.51e^{0.1548x} = 1128 \text{ MPa} \\ E_{max} = 863.74e^{0.1535x} = 1327 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$con x = I.Q.M_v = 2.8$$

$$\begin{cases} \tau_{0;min} = 0.0003x^2 + 0.0066x + 0.0143 = 0.0323 \text{ MPa} \\ \tau_{0;med} = 0.0005x^2 + 0.0086x + 0.0189 = 0.0430 \text{ MPa} \\ \tau_{0;max} = 0.0006x^2 + 0.0107x + 0.0234 = 0.0532 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{min} = 204.5e^{0.1464x} = 293 \text{ MPa} \\ G_{med} = 247.62e^{0.1457x} = 354 \text{ MPa} \\ G_{max} = 290.56e^{0.1452x} = 415 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$con x = I.Q.M_{NP} = 2.45$$

Come si può distinguere nelle tabelle di riferimento la tipologia 1 restituisce buone proprietà meccaniche, con un elevato indice IQM per le azioni verticali (pari a 3,85). Tale valore indica che i paramenti murari si avvicinano a un comportamento monolitico e l'analisi cinematica può ben restituire il comportamento tra le parti. La tipologia 2 presenta conci più piccoli e poco ammorsati, determinando un indice IQM di molto inferiore (pari a 2,8): corrisponde infatti a interventi di ripresa muraria effettuati in modo disordinato. È da mettere in evidenza che, comunque, entrambe le tipologie murarie non presentano diatoni di collegamento.

I risultati ottenuti sono stati inseriti all'interno del modello cinematico per la determinazione dei moltiplicatori di collasso dei meccanismi locali di ribaltamento.

Crollo della copertura

In seguito all'accelerazione sismica, la copertura in laterocemento del nucleo più antico del palazzo crolla, precipitando internamente all'edificio. Si ricorda infatti che l'edificio, edificato, secondo le fonti storiche, nel XIII secolo, è stato oggetto di un intervento di consolidamento in epoca moderna, che ha previsto la messa in opera di un cordolo cementizio con l'obiettivo di migliorare il collegamento dei paramenti murari. Per irrigidire il piano è stata, inoltre, rifatta la copertura in laterocemento. Tale crollo determina il ribaltamento e la caduta verso l'interno della porzione sommitale di parte del prospetto nord, vincolata superiormente dal cordolo e dalle orditure cementizie. La muratura, presentando degli indici di qualità muraria limitati, viene espulsa verso l'esterno.

Cinematismo di I ordine

Crollo della copertura

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.120$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.100 / 0.322 = 0.311$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 35 / 712 = 0.049$$

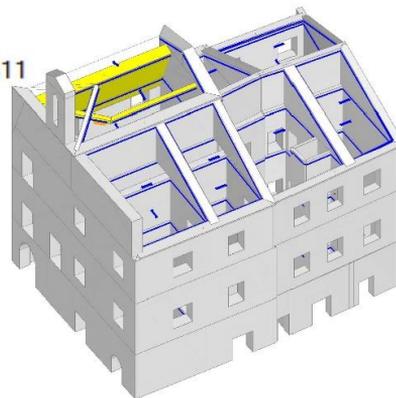


Fig. 106 - Rappresentazione tridimensionale del crollo della copertura dell'aula magna

Flessione verticale di una porzione del prospetto sud

Il prospetto sud presenta un notevole spanciamento del paramento esterno che si inflette in corrispondenza delle aperture del primo piano, essendo vincolato soltanto al solaio di copertura ed a quello a terra. Il paramento, infatti, si trova in aderenza al nucleo storico dell'edificio, e manca di un ammorsamento reciproco tra murature di epoche differenti. La muratura del paramento esterno, non collegato agli impalcati intermedi, si deforma fessurandosi verticalmente in corrispondenza dello spazio compreso tra le aperture in prossimità del primo piano.

Cinematismo di I ordine

Flessione verticale di una porzione del prospetto sud

Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.158$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.173 / 0.322 = 0.538$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 117 / 712 = 0.164$$

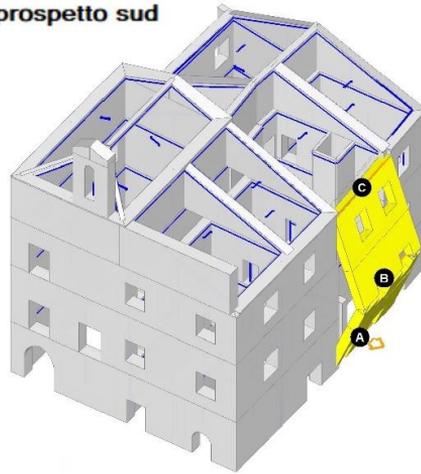


Fig. 107 - Rappresentazione tridimensionale della flessione verticale di parte del prospetto sud

Ribaltamento del campanile della facciata

L'accelerazione sismica ha determinato una forza inerziale perpendicolare al piano del campanile, che ha fatto ribaltare l'elemento verso l'esterno della fabbrica. Il danno è dovuto alla mancanza di un vincolo efficace alla base dell'elemento: si ricorda come il campanile sia stato costruito soltanto nel 1866 su un basamento appartenente alla prima fase storica della fabbrica, con limitata inerzia fuori piano.

Cinematismo di I ordine

Ribaltamento del campanile della facciata

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.131$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.090 / 0.322 = 0.280$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 29 / 712 = 0.041$$

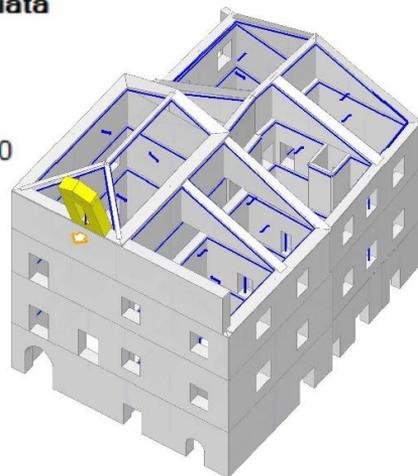


Fig. 108 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento del campanile della facciata

Ribaltamento della facciata

Il ribaltamento della facciata si presenta come un cinematismo composto di due atti di moto rigido del paramento murario, che si sviluppano parallelamente. La parte del nucleo originario ribalta intorno ad una cerniera plastica ad asse orizzontale, invece l'aggiunta quattrocentesca ruota intorno ad una cerniera diagonale. La parte esterna del paramento murario presenta, in seguito al meccanismo, un elevato valore di compressione, che determina il quadro fessurativo presente, che, anche in questo caso, testimonia un completo distacco del paramento murario di facciata, relativo al nucleo originario, rispetto a quello adiacente della fase storica successiva.

Cinematismo di II ordine: si verifica in seguito al crollo della copertura

Ribaltamento della facciata lato nord

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.042$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.078 / 0.322 = 0.242$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 22 / 712 = 0.031$$

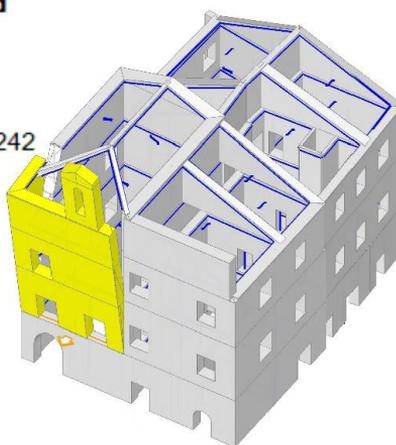


Fig. 109 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della facciata lato nord

Ribaltamento della facciata lato sud

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.040$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.074 / 0.322 = 0.230$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 20 / 712 = 0.028$$

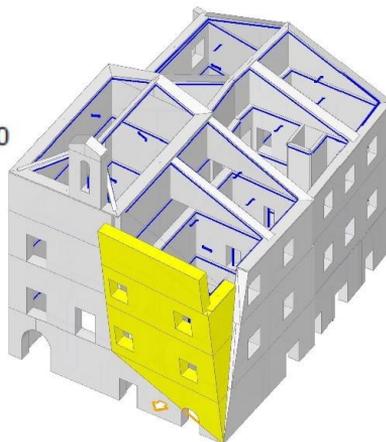


Fig. 110 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della facciata lato sud

Ribaltamento del fronte nord

Il ribaltamento del fronte nord risulta influenzato dalla mancanza di ammorsature efficaci con le murature di spina e dai cantonali di limitato ingranamento. L'accelerazione sismica in direzione trasversale all'edificio innesca il meccanismo di collasso, facendo ruotare l'intero paramento murario intorno ad una cerniera cilindrica ad asse orizzontale posta in corrispondenza del solaio del primo piano.

Cinematismo di II ordine: si verifica in seguito al crollo della copertura

Ribaltamento del fronte nord

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.059$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.115 / 0.322 = 0.357$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 48 / 712 = 0.067$$

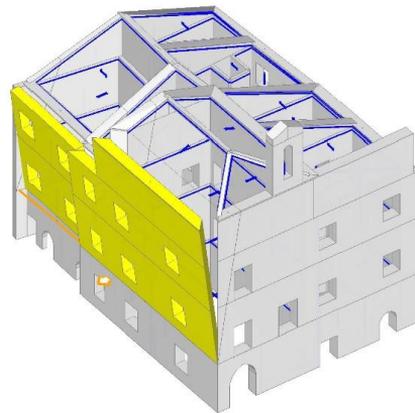


Fig. 111 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento del fronte nord

L'inserimento di tiranti metallici in prossimità del solaio del piano terra ha determinato lo spostamento della cerniera cilindrica posta, in precedenza, a livello del terreno. L'innalzamento della posizione dell'asse di rotazione ha permesso l'aumento dell'indice di sicurezza legato al cinematismo.

Ribaltamento del fronte nord intero
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.020$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.038 / 0.322 = 0.118$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 5 / 712 = 0.007$

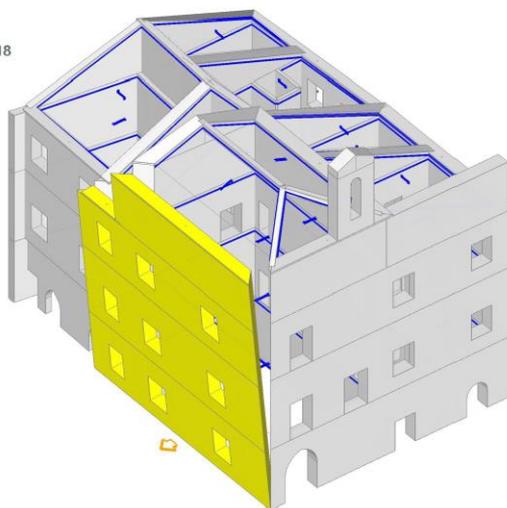


Fig. 112 - Ribaltamento dell'intero fronte nord prima dell'inserimento degli interventi tradizionali

Ribaltamento del fronte sud

Si nota subito dall'elaborato grafico che il cinematismo si innesca con le stesse modalità del precedente. La differenza risiede nel fatto che, in questo caso, le murature di spina sono completamente scollegate dal paramento esterno, di conseguenza non costituiscono alcun tipo di vincolo. Inoltre, la cerniera plastica, sempre di tipo cilindrico ad asse orizzontale, si forma in corrispondenza del solaio a terra.

Cinematismo di II ordine: si verifica in seguito al crollo delle coperture

Ribaltamento del fronte sud
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.006$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.010 / 0.322 = 0.031$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 0 / 712 = 0.000$

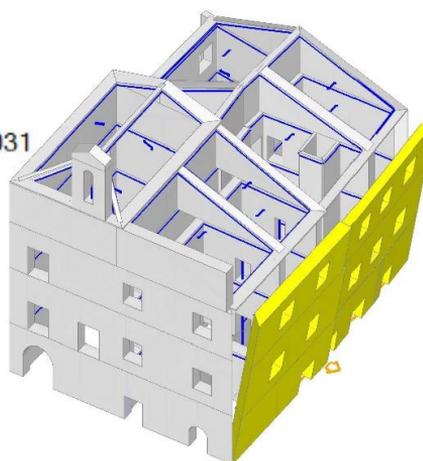


Fig. 113 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento del fronte sud

Ribaltamento del timpano della facciata

L'elemento, posto in sommità della struttura, in seguito all'accelerazione sismica ad esso perpendicolare, ribalta intorno ad una cerniera plastica ad asse diagonale. La posizione in alto dell'elemento fa sì che l'azione sismica sia di maggiore intensità e la mancanza di un vincolo efficace alla base dell'elemento permette al cinematismo di innescarsi.

Cinematismo di I ordine

Ribaltamento timpano della facciata

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.345$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.205 / 0.322 = 0.637$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 174 / 712 = 0.244$$

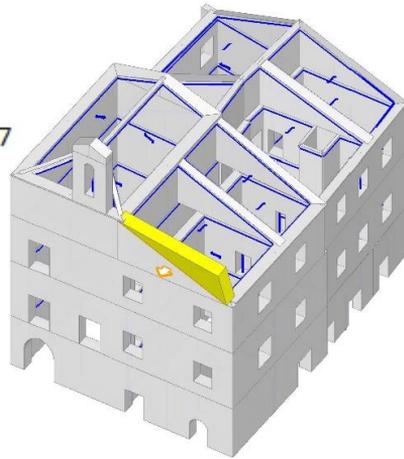


Fig. 114 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento del timpano della facciata

6.2.3. Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento tradizionali

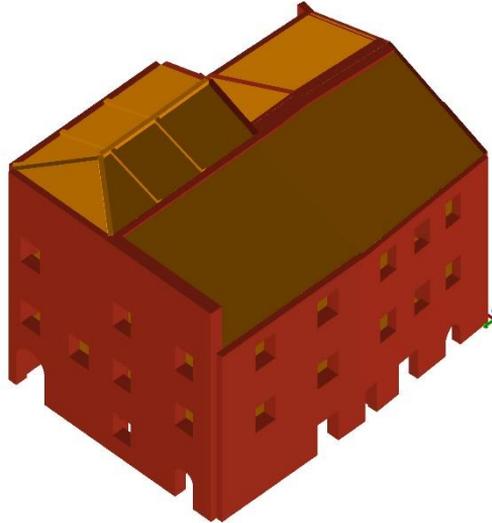


Fig. 115 - Vista solida del modello strutturale tridimensionale della fabbrica prima della messa in opera degli interventi di consolidamento moderni

L'andamento del flusso tensionale all'interno dei solidi murari è stato delineato attraverso un'analisi elastico-lineare della fabbrica. L'edificio è costituito da tre piani fuori terra ed un livello sottotetto, caratterizzati da consistenti altezze interpiano. L'analisi è stata condotta sia in combinazione statica dei carichi che dinamica, ottenendo il livello tensionale medio degli elementi che lo costituiscono. La copertura presenta delle orditure in legno ed è caratterizzata da un carico permanente di 2 kN/m^2 ed uno di esercizio di 1 kN/m^2 dato dal carico neve. L'edificio presenta come orizzontamenti interni dei solai lignei piani con un carico permanente di 2 kN/m^2 , un semipermanente di 1 kN/m^2 e uno di esercizio di 3 kN/m^2 , una volta a botte del piano terra e delle volte a padiglione lunettate del secondo e terzo piano. Sia la copertura che i solai lignei interni sono stati modellati come elementi infinitamente deformabili nel loro piano. La fabbrica presenta il muro di spina del secondo e del terzo piano in falso, appoggiato sulla volta a botte del piano terra. La muratura fa riferimento alla circolare 7/2019.

Muratura in conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo:

Resistenza media a compressione (f_m) = 2 N/mm^2

Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (τ_o) = $0,35 \text{ N/mm}^2$

Valore medio del modulo di elasticità normale (E) = 1230 N/mm²

Valore medio del modulo di elasticità tangenziale (G) = 410 N/mm²

Peso specifico medio (w) = 20 kN/m³

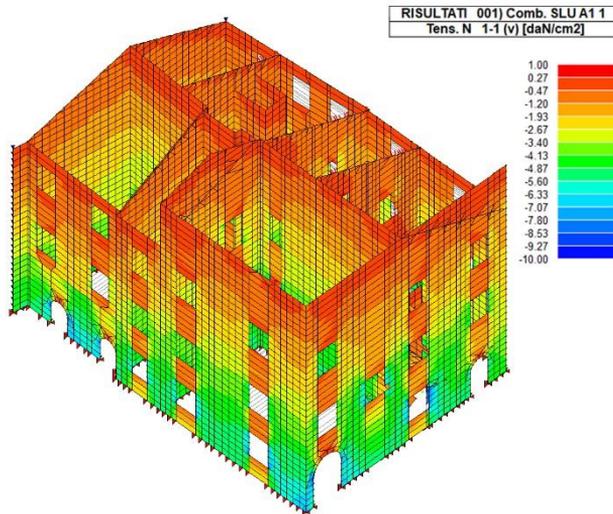


Fig. 116 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi statica

L'analisi effettuata in figura illustra il valore delle tensioni verticali di compressione in combinazione statica dei carichi. Data la presenza di numerose aperture allineate si è scelto di suddividere la struttura, a livello di comportamento meccanico, in maschi murari e fasce. Infatti, l'analisi evidenzia zone più scariche a livello tensionale negli allineamenti murari, che sono rappresentate dalle fasce, e zone più cariche, che sono individuate dai maschi murari. L'edificio scarica a terra i carichi, che sono costituiti dalla combinazione fondamentale della normativa, interamente attraverso i maschi murari. Questo determina dei picchi tensionali di compressione in corrispondenza delle aperture poste al piano terra.

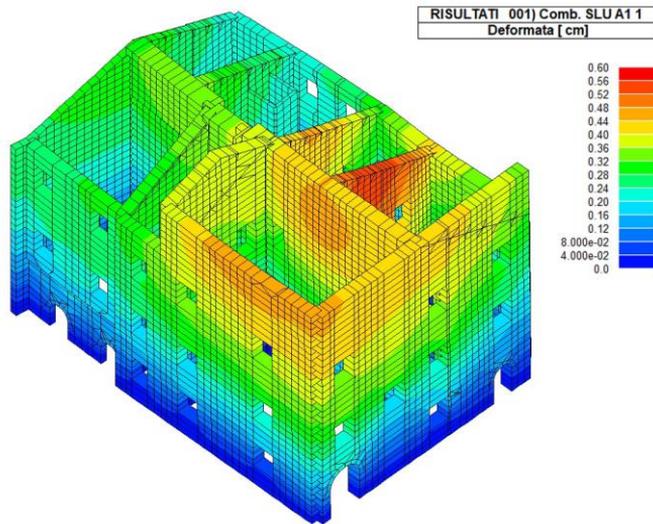


Fig. 117 - Rappresentazione delle deformazioni delle murature risultanti dall'analisi statica

La figura illustra le deformate della struttura muraria, legate alla combinazione statica dei carichi, così come indicato dalla normativa vigente. È fondamentale notare che lo spostamento verticale massimo è determinato dalla deformazione del muro di spina che appoggia in falso alla volta. Tale risultato sottolinea una delle probabili vulnerabilità dell'edificio, che sarà poi accentuata con la messa in opera degli interventi moderni.

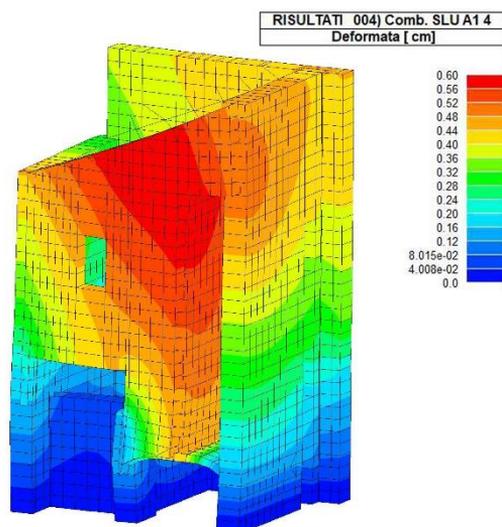


Fig. 118 - Rappresentazione della deformata della volta a botte e del muro di spina sovrastante

L'illustrazione evidenzia, con una scala di maggiore dettaglio, la deformata del muro di spina poggiante sulla volta. Ricordiamo che l'analisi è di tipo elastico-lineare e che, di conseguenza, le deformazioni sono strettamente proporzionali alle tensioni. Per questo e per il fatto che non si tenga conto della non linearità del materiale, le deformate appaiono così omogeneamente distribuite sul profilo della parete. Premesso ciò, si nota comunque uno spostamento rilevante del muro in falso e della volta deformata in modo consistente dal carico.

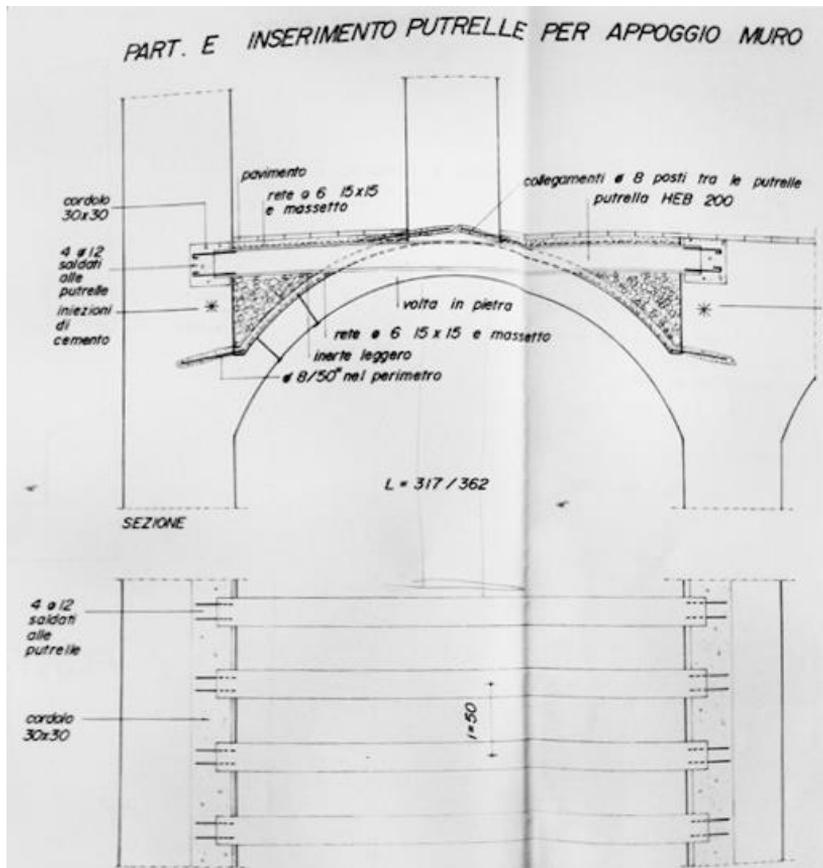


Fig. 119 - Progetto di consolidamento della volta a botte (Archivio dei beni architettonici e paesaggistici della Soprintendenza Archeologica belle arti e paesaggio delle Marche, Ancona)

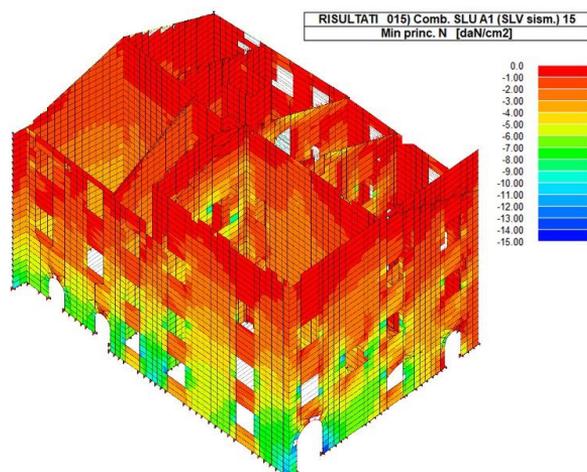


Fig. 120 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione prevalente del sisma in direzione trasversale

L'analisi elastico-lineare ha permesso di studiare il comportamento meccanico della fabbrica sotto l'effetto del sisma. La figura illustra i risultati dell'analisi dinamica della struttura con combinazione sismica di carico in direzione trasversale. Il flusso delle tensioni principali evidenzia la formazione di puntoni diagonali compressi all'interno della sezione della facciata. Tali sforzi convergono, nelle varie combinazioni, nei cantonali murari dell'edificio, creando dei picchi tensionali in prossimità delle aperture (l'illustrazione mostra una delle combinazioni, in cui lo spigolo della facciata presenta tensioni elevate di compressione).

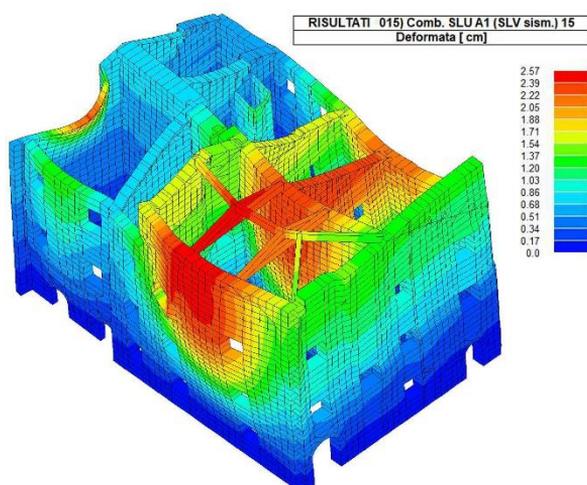


Fig. 121 - Rappresentazione delle deformazioni in analisi dinamica con accelerazione sismica prevalente in direzione trasversale

Il modello evidenzia la deformata risultante in analisi dinamica con combinazione sismica in direzione prevalentemente trasversale. Si ricorda che la norma prescrive di considerare il 100% dell'accelerazione sismica in direzione principale ed il 30% dell'azione in quella perpendicolare. Lo spostamento di maggiore entità continua ad essere registrato in prossimità del muro di spina in falso. Questo è dovuto al fatto che il muro non costituisce elemento sismo-resistente, interrompendosi al primo piano. La non continuità cielo-terra dell'elemento determina una diminuzione locale della rigidità trasversale dell'edificio e questo ha come conseguenza uno spostamento laterale maggiore.

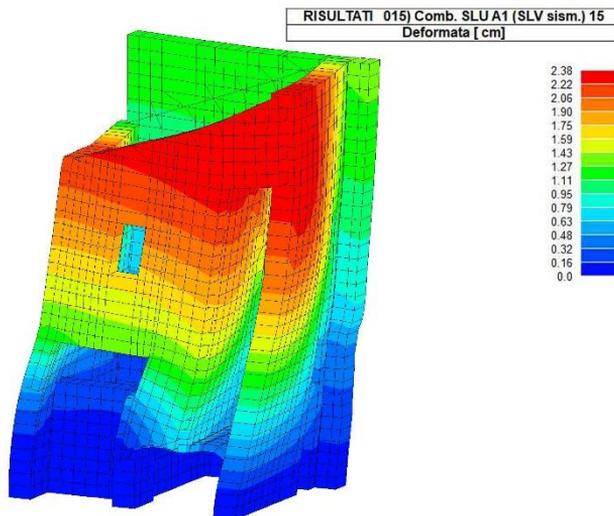


Fig. 122 - Deformazione a scala di maggiore dettaglio della volta e del muro in falso in combinazione sismica dei carichi

La figura illustra la deformata del muro di spina in falso in seguito all'accelerazione sismica in direzione trasversale. Si nota con maggiore dettaglio lo spostamento sommitale dell'elemento murario e la deformata risultante della volta a botte.

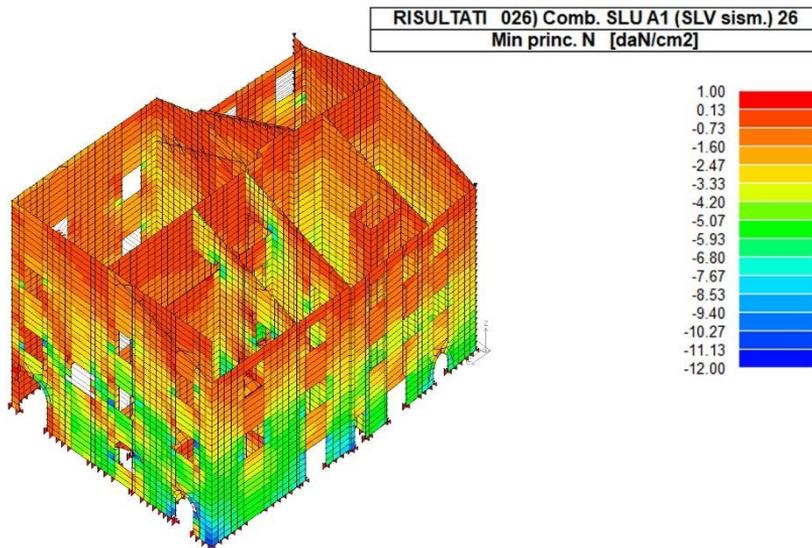


Fig. 123 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione prevalente del sisma in direzione longitudinale

L'analisi, inoltre, evidenzia il flusso delle tensioni principali di compressione nella combinazione dei carichi sismici in direzione prevalentemente longitudinale. Si nota la formazione dei puntoni compressi nella sezione delle pareti murarie, così come illustrate nella figura. Di conseguenza, si hanno delle concentrazioni di sforzi in corrispondenza del cantonale murario e in particolare, ai lati dell'apertura ad arco. Il comportamento meccanico rilevato è in linea con la combinazione dei carichi precedente. Le murature risultano scariche in sommità e di conseguenza si registrano lievi tensioni di trazione.

6.2.4. Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento moderni

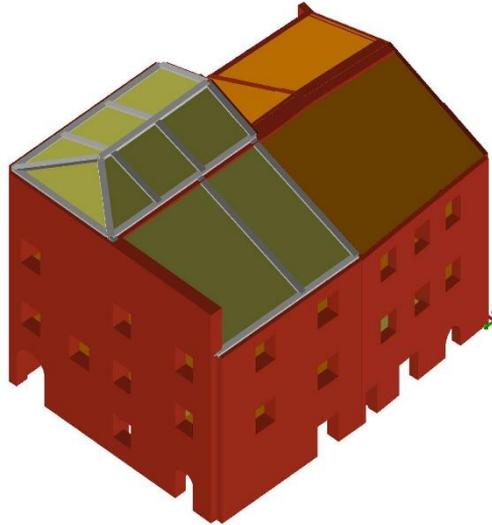


Fig. 124- Vista solida del modello strutturale tridimensionale della fabbrica dopo la messa in opera degli interventi di consolidamento moderni

L'edificio ha subito in epoca moderna degli interventi di consolidamento dei solai, delle volte e delle coperture. Le orditure lignee sono state irrigidite con delle solette cementizie di consistente spessore, che hanno determinato, in sintesi, un aumento drastico delle forze inerziali dovute al sisma. A questo si aggiunge la sostituzione integrale delle capriate in legno della copertura dell'aula magna con delle travi reticolari in cemento armato. Sono stati messi in opera dei profili IPE in acciaio, all'estradosso della volta a botte di ingresso, per sorreggere il paramento murario in falso. Il risultato è stato quello di sovraccaricare la volta con il peso del nuovo rinfianco in aggiunta al carico già presente, poiché i profili metallici sono stati inseriti proprio nello spessore della volta facendo sì che anche le travi IPE scaricassero su di essa. L'aumento di carico è stato più che consistente ed ha determinato la fessurazione della volta.

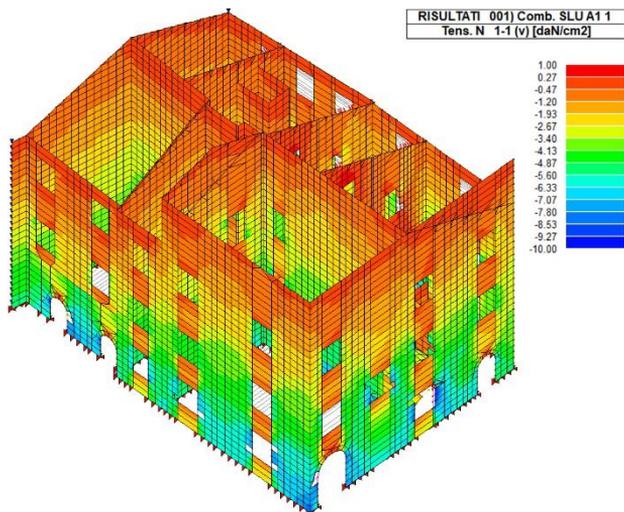


Fig. 125 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi statica dopo gli interventi moderni

L'immagine illustra le tensioni verticali di compressione in seguito alla messa in opera degli interventi moderni di consolidamento. Si veda come il valore degli sforzi sia aumentato in seguito all'incremento dei carichi permanenti presenti, soprattutto alla base dei maschi murari.

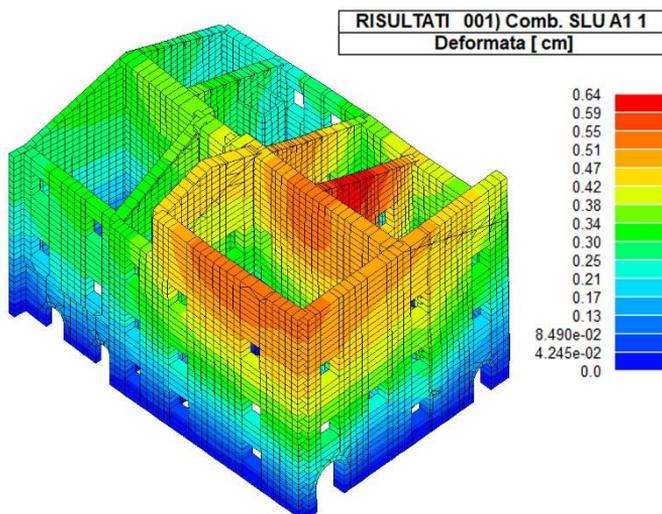


Fig. 126 - Rappresentazione delle deformazioni delle murature risultanti dall'analisi statica

La figura rappresenta la deformata relativa alla combinazione statica di carico, sempre in accordo con la vigente normativa. Si nota un aumento dello spostamento massimo in prossimità delle coperture e del muro di spina in falso. Si ricorda che l'analisi è stata

condotta nel ramo elastico lineare del comportamento meccanico dell'edificio, di conseguenza risulta che l'incremento di carico, dovuto all'irrigidimento della copertura con una soletta cementizia, ha determinato un aumento congruente della deformata del muro di spina.

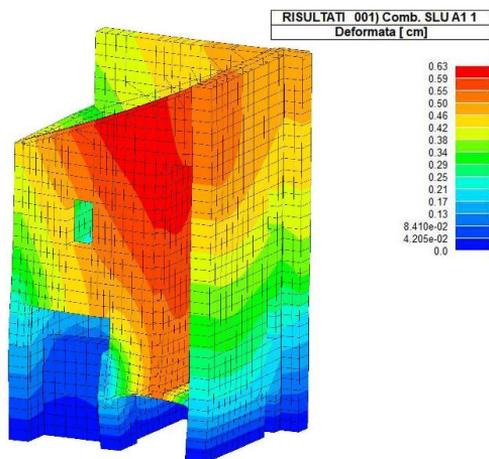


Fig. 127 - Rappresentazione della deformata della volta a botte e del muro di spina sovrastante in analisi statica

Adottando una scala di maggiore dettaglio è possibile notare come la deformata della volta a botte e del muro di spina risenta dell'aumento di carico. Lo spostamento in sommità del paramento murario è aumentato in seguito al rifacimento delle coperture e la volta presenta uno spanciamento di maggiore entità dovuto all'incremento dei carichi portati (si fa riferimento ai pesi portati dal muro in falso e all'aumento del riempimento della volta stessa).

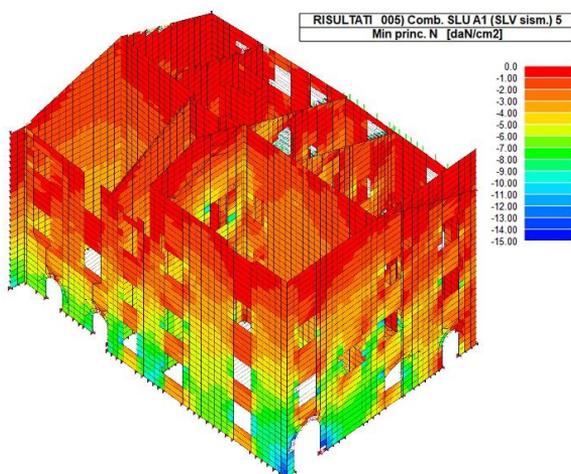


Fig. 128 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione prevalente del sisma in direzione trasversale

L'analisi di tipo elastico-lineare in combinazione sismica di carico è stata condotta anche considerando l'effetto degli interventi di consolidamento sull'edificio, valutando il suo conseguente comportamento dinamico. Osservando i risultati dell'analisi con il sisma in direzione prevalentemente trasversale, si nota, anche in questo caso la formazione di puntoni in muratura compressi nella sezione delle pareti esterne. L'aumento dei carichi permanenti dell'edificio ha determinato un incremento locale di sforzi tensionali di compressione, dovuti ad un valore più alto delle forze inerziali, nei cantonali dell'edificio. Il risultato è la rottura del materiale della fabbrica a livello basamentale.

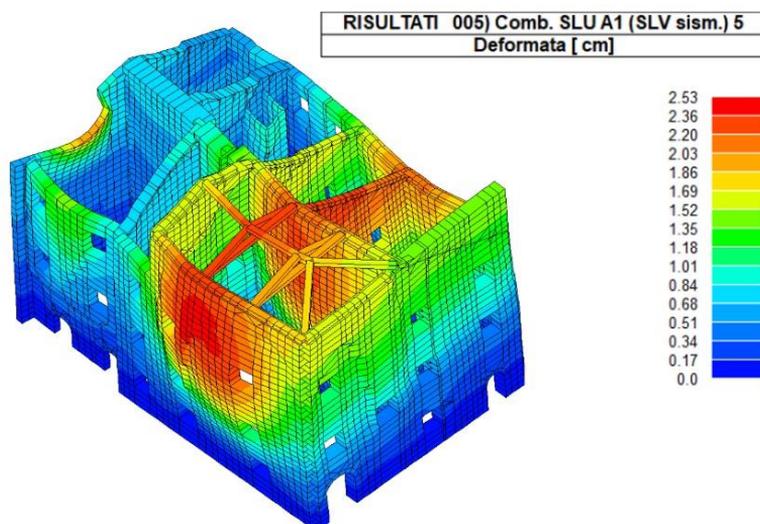


Fig. 129 - Rappresentazione delle deformazioni in analisi dinamica con accelerazione sismica prevalente in direzione trasversale dopo la messa in opera degli interventi moderni

La figura illustra la deformata risultante dell'analisi dinamica con carico sismico in direzione trasversale. Lo spostamento massimo orizzontale si registra, sempre, in prossimità del muro di spina in falso (per l'interruzione di continuità cielo-terra dell'elemento murario) e dell'aula magna (per l'assenza di pareti di controventamento). Si nota la riduzione di spostamento in sommità, in seguito all'irrigidimento della copertura e l'inserimento del cordolo cementizio. Il cordolo infatti permette di vincolare le pareti superiormente aumentandone la rigidezza. Questo testimonia come cordoli ed irrigidimenti leggeri, con la prerogativa di non introdurre grandi masse all'interno delle fabbriche murarie, aumentino il livello di sicurezza globale delle strutture, anche nel caso di edifici palaziali.

Dall'analisi modale dell'edificio è possibile notare che, a seguito degli interventi di consolidamento estesi alla cellula originaria dell'edificio, la struttura funziona come due macroelementi indipendenti. Il primo modo di vibrare illustra la deformata del macro-

blocco originario ed il secondo la parte della fabbrica non consolidata. L'irrigidimento di alcuni elementi di una fabbrica così irregolare sia in pianta che in alzato, determina la formazione di momenti torcenti tra i macroelementi della struttura. Si deduce, quindi, che l'inserimento di solai infinitamente rigidi in una fabbrica antica può determinare la formazione di eccentricità tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze, e di conseguenza, generare effetti torcenti, che sovraccaricano gli elementi murari resistenti.

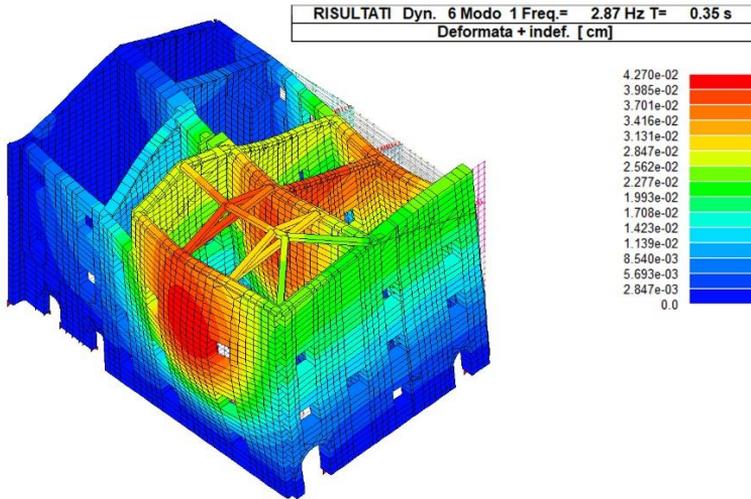


Fig. 130 - Primo modo di vibrare dell'edificio, si nota la deformata del nucleo originario dell'edificio, rispetto alla parte non consolidata

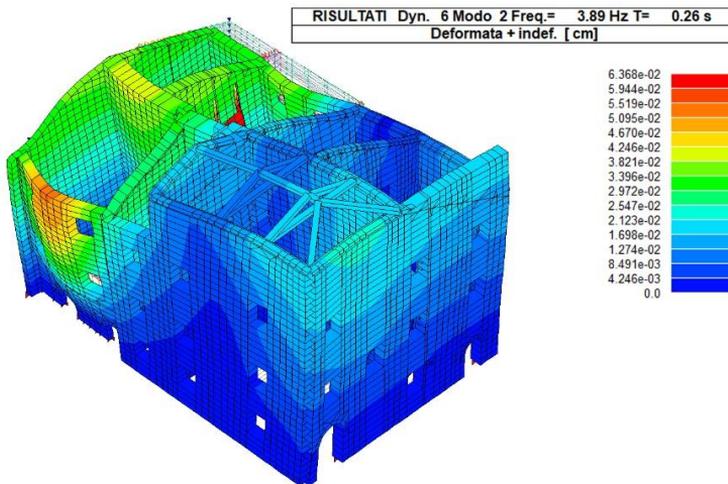


Fig. 131 - Secondo modo di vibrare dell'edificio, in questo caso, si nota la deformata della parte non consolidata rispetto al nucleo originario

6.3. Abbazia di San Biagio a Piobbico (MC)

6.3.1. Descrizione della fabbrica e delle sue principali fasi storiche

Il complesso dell'Abbazia di San Biagio¹⁹⁴ venne edificato intorno al 1030¹⁹⁵ grazie a donazioni di nobili locali e inaugurato nel 1056¹⁹⁶. Inizialmente la chiesa era dedicata a Santa Maria “*inter rivora*”, letteralmente “posta tra i fiumi”: si trova infatti isolata in una valle tra i corsi d'acqua Tenna e Tennacola, nei pressi di Piobbico, a sud ovest di Sarnano, in provincia di Macerata. Solo in seguito, dal XV secolo, sarà intitolata a San Biagio¹⁹⁷. Ad oggi di tutto quello che doveva essere il complesso originario restano la chiesa con alcuni ambienti addossati ad essa, tra cui una piccola casa colonica. All'epoca della costruzione il corpo della chiesa, orientato est-ovest, differentemente da oggi doveva godere di un impianto planimetrico composto da tre navate e un'abside rettangolare. Il presbiterio è rialzato di circa 1,30 m rispetto al piano di calpestio della navata e si pone al di sopra di una cripta tripartita che costituisce l'unica parte interamente conservata della prima fase costruttiva. Nel XIII secolo l'avvento dei monaci benedettini ne determinò l'elevazione al rango di abbazia.

La costruzione si presenta con una planimetria rettangolare e diversi volumi addossati; i prospetti interni sono decorati con affreschi risalenti alla seconda metà del XV secolo e alla prima del XVI, mentre i prospetti esterni si presentano interamente con muratura a vista. Questo permette la lettura di diverse fasi storiche, in questo caso spesso messe in evidenza dal differente utilizzo di pietra locale e laterizio. Il prospetto principale, esposto ad ovest, presenta un profilo a capanna; conserva una parte basamentale in pietra, con un unico portale di ingresso costituito da un arco a tutto sesto realizzato con conci di calcare bianco sormontati da una ghiera in laterizio modanata; lo spiccato è caratterizzato invece da una cortina in laterizio su cui sono ben leggibili diversi fori pontai, e completato da un grande oculo centrale a sua volta decorato con una ghiera in laterizio. Il prospetto laterale

¹⁹⁴ Cfr. E. Corneti, M. Zamberlan, *INTER RIVORA, Restauro dell'Abbazia di San Biagio, Piobbico (MC)*, tesi di laurea, relatori Andrea Giannantoni e Marco Zuppiroli, correlatori Riccardo Dalla Negra e Gian Carlo Grillini, Università degli Studi di Ferrara - Dipartimento di Architettura, A.A.2018/2019

¹⁹⁵ La data è certificata da un atto notarile a nome di Malchiorre Ciaccia del 4 settembre 1566, in cui si riporta: “1030 abbatia Pu(bli)ce fuit fondata” in ANS. vol. 113, cc 381-382

¹⁹⁶ Si trovano riferimenti in merito alla consacrazione da parte di Ugo, vescovo di Camerino, in TURCHI 1762, pp. 148

¹⁹⁷ Un atto del 1471 riporta per la prima volta il nome di San Biagio accanto alla Madonna inter rivora: *Ivi... Spiritus Sancti gratia eiusque gloriose matris Mariae ed beati Blaxi martiris et protector dicti monasteri*, *ivi*, 118r

sud presenta quasi tutta la parte inferiore in pietra, mentre quella superiore è in laterizi e decorata con una cornice con beccatelli; si leggono tre file di buche puntaie e, in alto al centro, si apre un'unica grande finestra rettangolare; in prossimità del presbiterio la copertura si alza di quota lasciando libera in alto una fascia ugualmente segnata da beccatelli e da una piccola finestra quadrata, al di sotto della quale emerge il volume della casa canonica segnato dalle bucaure di finestra e porta con soglia a quota più elevata rispetto al livello del terreno e raccordata con quest'ultimo tramite scala in legno. Il prospetto est, ancora con profilo a capanna, è caratterizzato da muratura in pietra e due monofore trilobate; la parte basamentale del prospetto è rinforzata da due speroni posti sul lato sinistro. Sulla destra emerge il volume della casa canonica sopra il quale, in continuità con la parete di fondo del presbiterio, si colloca il residuo di una vecchia torre campanaria, di cui oggi restano due vele perpendicolari con unico fornice a tutto sesto. Il prospetto nord, che al centro accoglie un ingresso secondario, è articolato anche dai volumi del vano di servizio, a sinistra e da quello corrispondente alla Cappella dedicata alla Madonna, a destra; si leggono chiaramente sullo spiccato della navata due archi a tutto sesto di luce circa 2,40 m tamponati con muratura non ammorsata, con ogni probabilità un tempo aperti per il collegamento dalla navata centrale a quella laterale sinistra che completava l'impianto volumetrico della chiesa. Considerando le regole costruttive delle abbazie benedettine, le necessità pratiche della vita monastica e le tracce sui paramenti murari, con ogni probabilità il complesso era completato da un chiostro addossato direttamente al corpo della chiesa sul lato sud.

Ad oggi, a causa dei danni subiti durante il sisma del centro Italia del 2016, l'abbazia è inagibile.

Di seguito si riportano le principali fasi storiche sintetizzate in 4 macrofasi:

- Fase 1: XI Sec - XVIII secolo

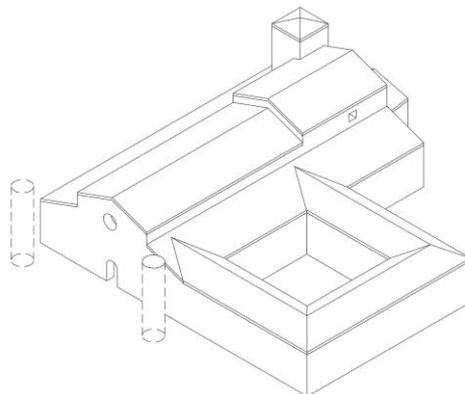


Fig. 132 - Prima configurazione architettonica

Il complesso, come anticipato, venne costruito nella prima metà dell'XI secolo e inaugurato il 18 luglio 1059 con il nome di “*Santa Maria inter rivora*”; con ogni probabilità aveva impianto planimetrico a 3 navate e, a costruzione completata, un chiostro sul fronte meridionale in collegamento diretto con la navata laterale della chiesa. Il prospetto principale era completato da 2 torri laterali (configurazione simile a quella della chiesa di S. Claudio al Chienti)¹⁹⁸ la cui posizione può essere rilevata oggi grazie a tracce di fondamenta circolari. La torre campanaria sembra fosse collocata nella stessa posizione in cui oggi si trovano le residue vele campanarie. L'unico elemento originale risalente a questa fase è la cripta ipogea, situata al di sotto del presbiterio.

Sull'attuale portale di ingresso si trova la data “MI 17 AD K D APRILE”, ovvero “1117, 1 aprile”.

L'abbazia vive fino agli albori del XVI secolo il periodo di massimo splendore e della sua maggiore attività sul territorio, per poi attraversare un periodo di decadenza dovuto alla cessazione dell'istituzione monastica. In una pergamena del 1298 contenente un appello dell'abate Mauro, si legge: “*Interposita fecit haec appellatio... dictio domino abati monasterii Publice... in reclaustro domos dicti monasteri*”; “*reclaustro*” indica un chiostro chiuso su quattro lati. Il monastero a sud era dunque ancora presente nel 1511, poiché venne compilato un atto “nella loggia nuova del monastero di Santa Maria di Piobbico posta tra la sala grande, ossia del capitolo, e l'orto del detto monastero”¹⁹⁹. La chiesa fu affrescata tra la seconda metà del XV secolo e il primo trentennio del XVI secolo: tra gli autori si riconoscono Paolo Bontulli e il Maestro di Piobbico²⁰⁰. Alla morte degli ultimi abati fece seguito il controllo della Santa Sede e, intorno al 1505, dopo un ultimo tentativo non riuscito di assoggettamento all'Abbazia di Monte Oliveto, di fatto cessò l'attività dell'abbazia. Sisto V nel 1585 stabilì di sopprimere il complesso, nella quale le fonti attestano non ci fosse più alcuna forma di vita monastica.

¹⁹⁸ PAGNANI 1996

¹⁹⁹ *Ibidem*

²⁰⁰ *Ibidem*

- Fase 2: XVIII secolo – 1816

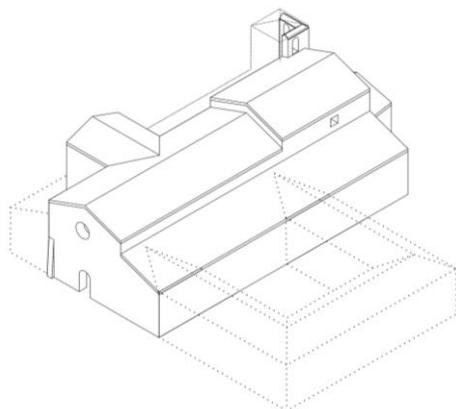


Fig. 133 - Seconda configurazione architettonica

La presenza della cappella dedicata alla Madonna sulla navata settentrionale, risalente al XVIII secolo indica che già in quel momento non era più presente la navata laterale a nord del complesso. Sulla parete interessata rimangono ancora ben visibili gli archi a tutto sesto che delimitavano la navata centrale da quella laterale, che oggi si presentano tamponati con pietrame sbozzato. Tra la facciata principale e il lato nord compare un piccolo sperone di irrigidimento, probabilmente per sopperire alla mancanza della navata laterale. Durante il periodo di decadenza scompaiono il chiostro laterale, una delle due torri e parte della torre campanaria, di cui restano solo due vele.

- Fase 3: 1816 – 1977

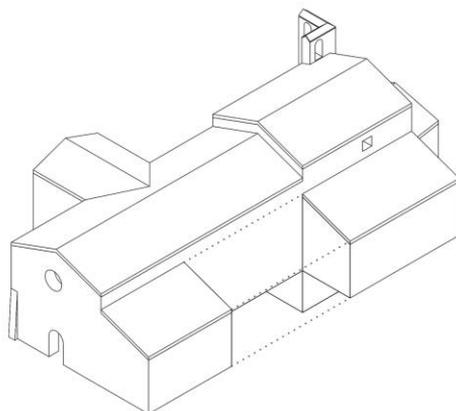


Fig. 134 - Terza configurazione architettonica

Al 1816 si può ricondurre la distruzione del secondo torrione: durante una visita della chiesa, si trova testimonianza da parte di un prelado che lasciò l'ordine: *“Togliere quel torrione innanzi la chiesa”*²⁰¹. Durante il XX sec, l'Abbazia subì numerosi interventi di restauro e di consolidamento: nel 1930 venne denunciato lo stato decadente delle coperture, legato al cedimento di alcune capriate, che comportò numerose infiltrazioni, l'allagamento della cripta ed il deterioramento degli affreschi della parete meridionale; a questi si aggiunsero i danni subiti a causa degli eventi bellici, che compromisero ulteriormente il corpo di fabbrica.

Nel 1953 venne effettuato un restauro della copertura e della cripta, nonché di alcuni affreschi nella parete destra. È forse ascrivibile a questa fase il rifacimento delle murature della parte superiore in laterizi, in concomitanza con l'intervento in copertura. Nuovi lavori nel 1966 riguardarono il consolidamento della parte sommitale della vela mediante una soletta in calcestruzzo, la chiusura di aperture e la rimozione degli intonaci su tutta la superficie della chiesa, ad eccezione degli affreschi e della cappella laterale.

- Fase 4: 1977 - oggi

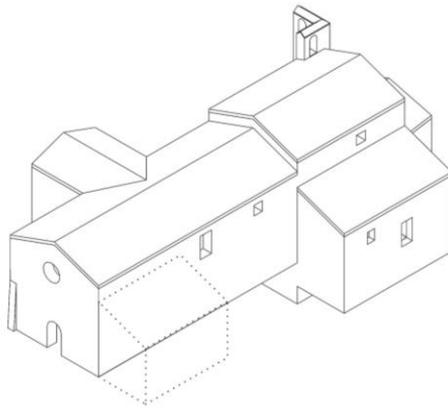


Fig. 135 - Quarta configurazione architettonica

Nel 1977 venne demolito il corpo di fabbrica adiacente la chiesa, rifatto il pavimento con relativo vespaio, ristrutturato il tetto e furono consolidate le murature. Il terremoto del 1979 rese necessari nuovi lavori di restauro, specialmente in copertura, parzialmente riparata nel 1984 con la sostituzione di una capriata.

Nel 1988 venne completamente sostituita la copertura con capriate lignee e venne inserito un cordolo in cemento armato su tutte le pareti della navata centrale. Di nuovo, in seguito al Terremoto di Umbria Marche del 1997, l'abbazia di San Biagio ha subito importanti

²⁰¹ *Ibidem*

danneggiamenti e successivamente venne interessata da un globale intervento di restauro. Si è proceduto ad irrigidire la copertura mediante l'inserimento di tiranti in acciaio e ad aumentare la resistenza delle murature con iniezioni di malta e interventi locali di scucucuci. Tale configurazione rappresenta l'ultimo stato della chiesa, precedente al terremoto del Centro Italia del 2016; già danneggiato dalle scosse del 24 agosto e del 26 ottobre, l'edificio vede i dissesti maggiori in seguito alle scosse del 30 ottobre 2016, quando crollano la vela campanaria, la parete superiore absidale e alcune porzioni di muratura della sacrestia e dei tamponamenti della navata sul lato settentrionale.

6.3.2. Le trasformazioni costruttive in relazione al comportamento strutturale: studio cinematico speditivo

Anche in questo caso, per effettuare l'analisi cinematica è stata condotta una valutazione degli indici di qualità muraria dei paramenti che caratterizzano la fabbrica, per determinare con maggiore precisione le caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti. L'edificio presenta una tessitura muraria prevalente in conci sbozzati e molte riprese in laterizio, disposte però in modo da non influenzare i meccanismi di collasso. Per questo si è considerata un'unica tipologia muraria utile ai fini della modellazione strutturale.

Muratura in conci sbozzati:

Parametri della regola dell'arte

O.R. Orizzontalità dei filari
 P.D. Presenza di diatoni o ingranamento trasversale
 F.EL. Forma degli elementi resistenti
 S.G. Sfalsamento dei giunti verticali
 D.EL. Dimensione degli elementi resistenti
 M.A. Qualità della malta
 RE.EL. Qualità degli elementi resistenti

Giudizio sui parametri

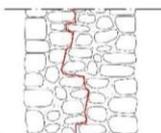
R. Parametro rispettato
 P.R. Parametro parzialmente rispettato
 N.R. Parametro non rispettato

$$I.Q.M. = RE.EL. \times (O.R. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + M.A.)$$

| PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE | | | | | | | | | |
|----------------------------------|------------------|------|----|------------------------|------|----|------------------|------|----|
| | AZIONI VERTICALI | | | AZIONI FUORI DAL PIANO | | | AZIONI NEL PIANO | | |
| | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. |
| O.R. | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 | 0 | 0.5 | 1 |
| P.D. | 0 | 1 | 1 | 0 | 1.5 | 3 | 0 | 1 | 3 |
| F.EL. | 0 | 1.5 | 3 | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 |
| S.G. | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 1 | 2 |
| D.EL. | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 |
| M.A. | 0 | 0.5 | 2 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 1 | 3 |
| RE.EL. | 0 | 0.7 | 1 | 0.5 | 0.7 | 1 | 0.3 | 0.7 | 1 |



PROSPETTIVO DELLA MURATURA ESISTENTE
 (Linea Minima di Tracciato fuori piano)



SEZIONE DELLA MURATURA ESISTENTE
 (Linea Minima di Tracciato nel piano)

| CATEGORIA | AZIONI VERTICALI | AZIONI NEL PIANO | AZIONI FUORI PIANO |
|---------------------|----------------------------|------------------------------|----------------------------|
| IQM | 2.1 | 1.75 | 1.75 |
| METODO PUNTEGGI | C | C | C |
| LMT (Sezione) | - | Val. medio 142 cm | 134 cm |
| PARAMETRI MECCANICI | Resistenza a compressione | Modulo di elasticità normale | Resistenza a taglio |
| VALORE ASSUNTO | $f_m = 2.1 \text{ N/mm}^2$ | $E = 1230 \text{ N/mm}^2$ | $T_0 = 3.6 \text{ N/cm}^2$ |

$$\begin{cases} f_{min} = 1.036e^{0.1961x} = 1.56 \text{ MPa} \\ f_{med} = 1.4211e^{0.1844x} = 2.09 \text{ MPa} \\ f_{max} = 1.8021e^{0.1775x} = 2.62 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_{min} = 599.03e^{0.1567x} = 832 \text{ MPa} \\ E_{med} = 731.51e^{0.1548x} = 1012 \text{ MPa} \\ E_{max} = 863.74e^{0.1535x} = 1192 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$con x = I.Q.M._V = 2.1$$

$$\begin{cases} \tau_{0;min} = 0.0003x^2 + 0.0066x + 0.0143 = 0.0268 \text{ MPa} \\ \tau_{0;med} = 0.0005x^2 + 0.0086x + 0.0189 = 0.0355 \text{ MPa} \\ \tau_{0;max} = 0.0006x^2 + 0.0107x + 0.0234 = 0.0440 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{min} = 204.5e^{0.1464x} = 264 \text{ MPa} \\ G_{med} = 247.62e^{0.1457x} = 320 \text{ MPa} \\ G_{max} = 290.56e^{0.1452x} = 375 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$con x = I.Q.M._{NP} = 1.75$$

Per le modellazioni di tipo cinematico e elastico lineare sono stati adottati, in accordo con le precedenti valutazioni e con la normativa vigente:

Resistenza media a compressione (f_m) = 2 N/mm²

Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (τ_0) = 0,035 N/mm²

Valore medio del modulo di elasticità normale (E) = 1230 N/mm²

Valore medio del modulo di elasticità tangenziale (G) = 410 N/mm²

L'analisi rivela un indice di qualità muraria compreso tra 1,75 e 2,1, che indica una muratura con scarsissima resistenza. Il comportamento meccanico può in questi casi essere preceduto da eventi di franamento della muratura. Sui prospetti si rintracciano anche altre riprese in muratura, con caratteristiche meccaniche simili a quella analizzata, senza diatoni né adeguata ammorsatura tra le parti.

Slittamento delle coperture

La fase storica che ha influito maggiormente sul comportamento meccanico odierno è rappresentata dall'intervento di consolidamento del 1988, il quale ha aggiunto un notevole carico alla struttura, attraverso la messa in opera di un cordolo cementizio e di una soletta di copertura di spessore consistente.

L'atto di moto rigido delle coperture ha causato un martellamento sui due timpani del macro blocco absidale. Nello specifico, in seguito all'accelerazione sismica, le due coperture di maggiore grandezza, irrigidite dall'intervento di consolidamento antecedente al sisma e poggianti su un cordolo cementizio eccessivamente rigido nel piano della parete, hanno subito uno slittamento su tutto l'apparato murario, comportandosi come un corpo rigido in modo indipendente e causando la maggior parte dei meccanismi di collasso locali presenti in tutta la struttura.

Cinematismo di I ordine

Il calcolo del meccanismo viene effettuato considerando una suddivisione delle forze sismiche di piano proporzionali alle masse della struttura e alla loro altezza. Il cinematismo si innesca quando:

$$F_{sismica} > F_{attrito}$$

Intendendo con F_{sisma} la forza inerziale del sisma applicata alla copertura e $F_{attrito}$ la forza tangenziale di attrito che si origina all'interfaccia tra cordolo cementizio e muratura. Per definizione si ha:

$$F_{attrito} = \mu_{muratura-c.a.} * F_{\perp}$$

$$F_{attrito} = \mu_{muratura-c.a.} * W_{copertura} = 0.4 * 518.5 = 207.4 \text{ kN}$$

Con $\mu_{muratura-c.a.}$ coefficiente di attrito tra cordolo e muratura (come suggerito dalle NTC 2018) e $W_{copertura}$ peso della copertura.

Dall'analisi statica equivalente si ottiene la $F_{sismica}$ applicata in copertura:

$$F_h = \frac{S_{(e)} * W_{tot} * \lambda}{g} = \frac{S_{(e)}}{g} * 6836 \text{ kN}$$

$$F_i = \frac{F_h * z_i * W_i}{\sum z_j * W_j}$$

$$\sum_{i=2}^n z_j * W_j = 6317.5 * 4.23 + 518.5 * 9.21 = 31498.4 \text{ kN}$$

$$F_{sismica} = \frac{S_{(e)} * 9.21 * 518.5}{31498.4} = \frac{S_{(e)}}{g} * 1036 \text{ kN}$$

$$\frac{S_{(e)}}{g} * 1036 \text{ kN} > 207.4 \text{ kN} \rightarrow S_{(e)} = 0.2g$$

$$\frac{S_{(d)}}{q} = S_{(e)}, \text{ con } q = 1.5 \rightarrow S_{(d)} = 0.3g$$

$$\frac{PGA_c}{PGA_D} = \frac{0.3g}{0.442g} = 0.62$$

Slittamento delle coperture

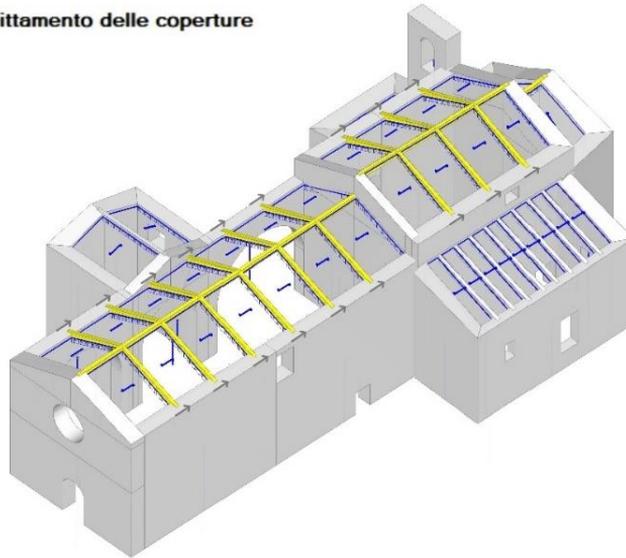


Fig. 136 - Rappresentazione delle forze sismiche di taglio che si generano tra l'orditura lignea ed i paramenti laterali della navata prima della messa in opera degli interventi moderni

Slittamento delle coperture

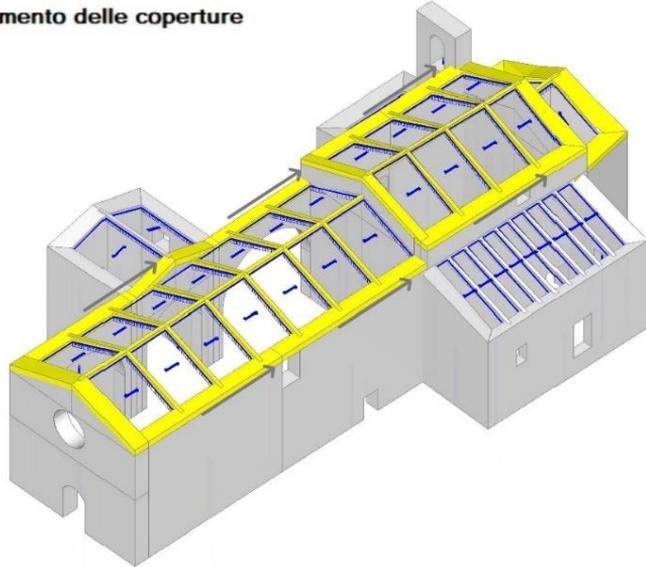


Fig. 137 - Rappresentazione delle forze di taglio che si originano nell'interfaccia tra cordolo cementizio e muratura

Ribaltamento cappella nord

Cedimento fondale con rotazione semplice del macro blocco della cappella nord. Il meccanismo è stato favorito dal mancato ammorsamento delle coperture alle murature della cappella. Inoltre, la rotazione dell'elemento è favorita della demolizione della navata laterale, avvenuta nel XIII secolo, che ha determinato l'eliminazione del vincolo offerto dalle pareti murarie preesistenti.

Cinematismo di I ordine

Ribaltamento cantonale cappella nord

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.011$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.016 / 0.189 = 0.085$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1 / 475 = 0.002$$

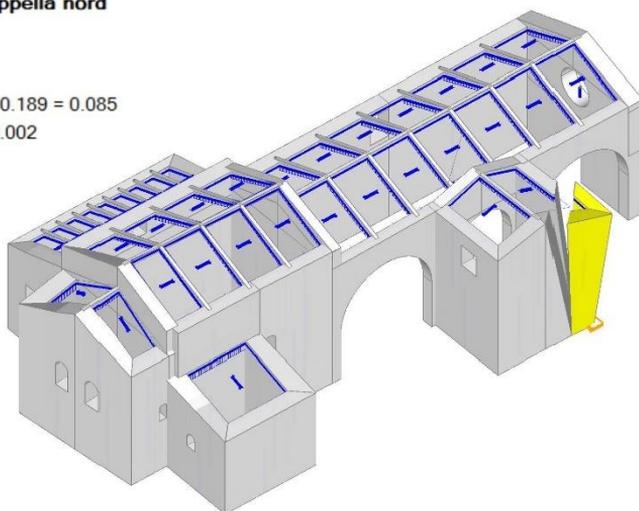


Fig. 138 – Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento del cantonale della cappella nord

Ribaltamento parete cappella nord

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.054$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.087 / 0.189 = 0.460$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 64 / 475 = 0.135$$

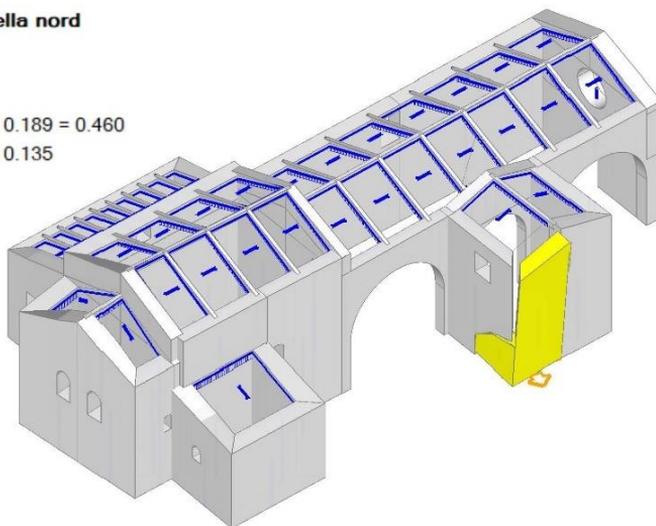


Fig. 139 – Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della parete della cappella nord

Ribaltamento sacrestia sud

Rotazione fuori dal piano delle pareti della sacrestia in seguito alla formazione di cerniere cilindriche con assi obliqui nel maschio murario rivolto verso l'abside.

Cinematismo di I ordine

Ribaltamento sacrestia sud

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.092$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.135 / 0.189 = 0.714$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 192 / 475 = 0.404$$

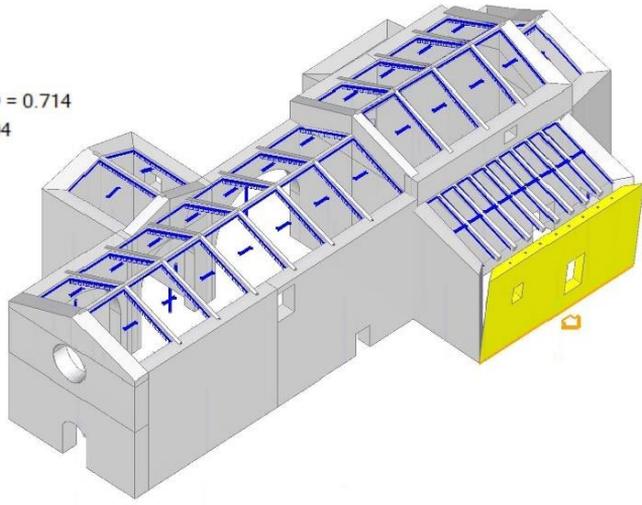


Fig. 140 – Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della parete della sacrestia sud

Ribaltamento muro laterale sacrestia sud

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.144$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.141 / 0.189 = 0.746$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 215 / 475 = 0.453$$

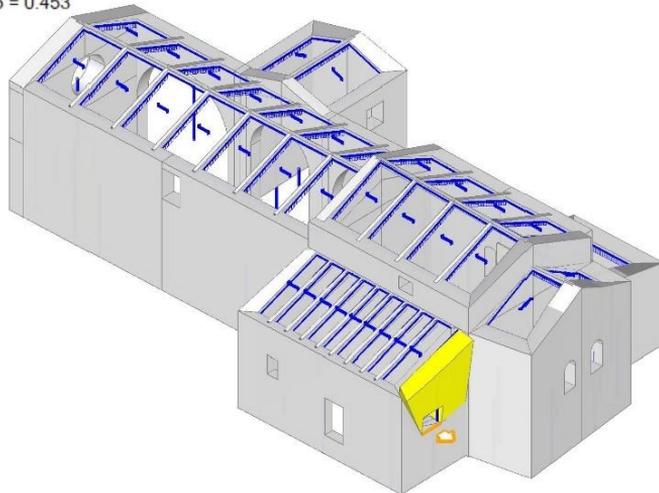


Fig. 141 – Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento del muro laterale della sacrestia sud

Ribaltamento timpano abside

Ribaltamento fuori dal piano del timpano dell'abside, in seguito al cinematismo di slittamento delle coperture, il quale ha fatto venir meno il vincolo in sommità del paramento murario. Si nota un quadro fessurativo lungo tutto il perimetro del timpano e un notevole spanciamento verso l'esterno della porzione di facciata nord che interessa la base dell'arcata sottostante.

Cinematismo di II ordine: successivo allo slittamento delle coperture

Ribaltamento timpano abside

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.167$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.102 / 0.189 = 0.540$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 91 / 475 = 0.192$

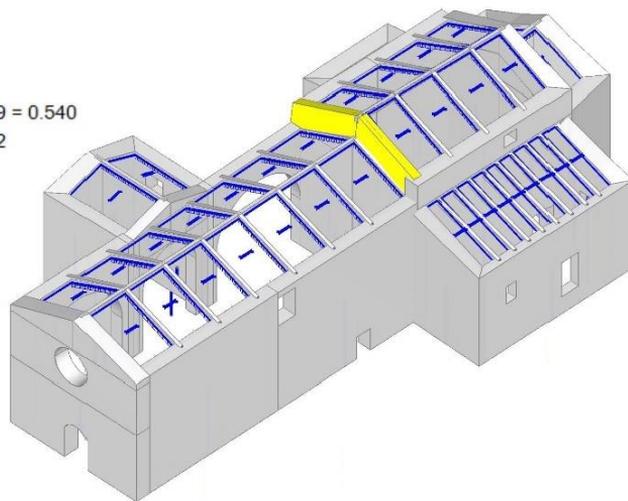


Fig. 142 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento del timpano absidale

Ribaltamento della vela con crollo copertura cella campanaria

Rotazione fuori dal piano con cerniera cilindrica orizzontale della vela campanaria e conseguente crollo della copertura sottostante. Nello specifico, la vela ha subito un ribaltamento in seguito alle accelerazioni fuori piano impresse dal sisma. Il crollo della porzione di muratura ha interessato anche la copertura della cella campanaria, la quale, per la caduta e l'impatto del campanile, è collassata insieme a parte dei setti. Il crollo della vela è stato favorito dal mancato ammorsamento alla base ed al transetto della fabbrica.

Cinematismo di I ordine

Ribaltamento della vela con crollo copertura cella campanaria

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.162$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.148 / 0.189 = 0.783$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 246 / 475 = 0.518$

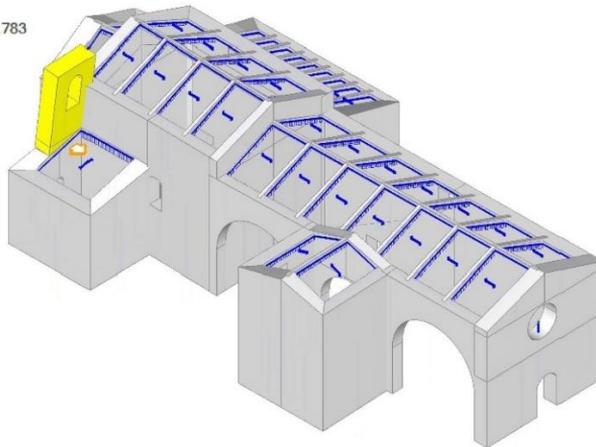


Fig. 143 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della vela campanaria

Ribaltamento arcate laterali parete nord

Rotazione fuori dal piano su di una cerniera cilindrica orizzontale della tamponatura muraria delle arcate della parete nord. In particolare, il meccanismo di collasso ha determinato la fuoriuscita parziale delle arcate dall'impianto murario della fabbrica. Questo è visibile da piccoli crolli puntuali della muratura e dalle tracce visibili di dissesto lungo tutto l'estradosso degli archi. Tali elementi a tutto sesto, che delimitavano la navata centrale da quella laterale, sono stati tamponati in seguito alla demolizione di quest'ultima, avvenuta tra il XVIII secolo e il 1816. Si può notare una diversa tessitura nei paramenti, risalenti a diverse epoche storiche, che non presentano tra loro un'adeguata ammorsatura.

Cinematismo di I ordine

La verifica numerica del cinematismo è stata condotta ricavando il rapporto tra capacità e domanda in termini di accelerazione a terra attesa di sito. È stato determinato il baricentro dell'elemento strutturale nel seguente modo:

$$x_g = 3m; y_g = \frac{S_y}{A} = \frac{1.5 * 18 + \left(3 + \frac{4}{\pi}\right) * \frac{\pi * 3^2}{2}}{18 + \frac{\pi * 3^2}{2}} = 2.72m$$

Segue il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso:

$$\alpha_0 = \frac{P_r * \frac{S_p}{2}}{P_r * h} = 0.140$$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 * g}{e^* * FC} = \frac{0.140g}{1 * 1.35} = 0.104g$$

La quale deve essere confrontata con quella attesa di sito:

$$a_0^* \geq \frac{a_g * S}{q} = \frac{0.182g * 1.2}{1.5} = 0.146g$$

Il rapporto tra le PGA allo stato limite di salvaguardia della vita è il seguente:

$$\frac{PGA_C}{PGA_D} = \frac{0.104g}{0.146g} = 0.71$$

Ribaltamento arcate laterali parete nord
Ribaltamento semplice

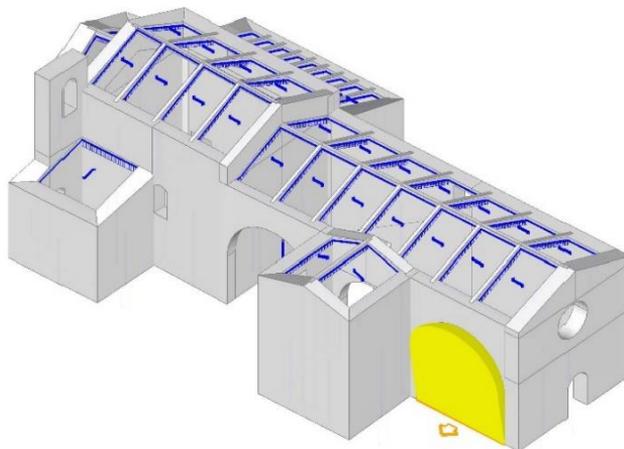


Fig. 144 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento dell'arcata laterale

Ribaltamento timpano superiore abside

Il meccanismo ha caratteristiche simili a quello già descritto in precedenza. Il cinematismo si presenta prevalentemente nei casi in cui il timpano è realizzato in soluzione di continuità con l'allineamento murario sottostante oppure di spessore ridotto rispetto a quest'ultimo. La copertura infinitamente rigida ha, anche in questo caso, esercitato delle spinte localizzate determinanti per l'attivazione del meccanismo.

Cinematismo di I ordine

Ribaltamento timpano superiore abside

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.308$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.167 / 0.189 = 0.884$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 341 / 475 = 0.718$$

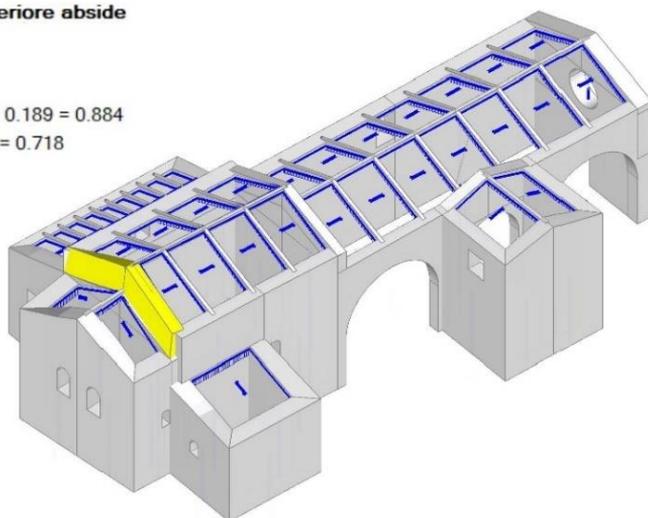


Fig. 145 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento del timpano absidale superiore

Dissesto volta a botte abside

Meccanismo a quattro cerniere della volta a botte dell'abside. Nel caso in esame, l'accelerazione sismica orizzontale ha generato delle forze inerziali proporzionali alla massa della volta, le quali hanno determinato la fuoriuscita della curva delle pressioni dalla sezione resistente della struttura. Questo ha determinato la formazione di quattro cerniere ed un cinematismo ad un grado di libertà, che ha portato al crollo della struttura voltata.

Cinematismo di I ordine

Dissesto volta a botte abside

Meccanismo a quattro cerniere

$$\alpha_0 = 0.099$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.169 / 0.218 = 0.775$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 353 / 712 = 0.496$$

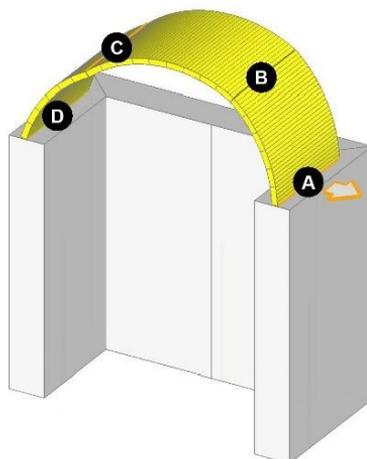


Fig. 146 - Rappresentazione tridimensionale del meccanismo a quattro cerniere

Ribaltamento prospetto ovest

Rotazione fuori dal piano di parte della muratura che costituisce il prospetto frontale ovest. Il ribaltamento è avvenuto per il mancato ammorsamento del paramento esterno con il piano della copertura. È un meccanismo localizzato in prossimità del cantonale murario ed è originato dalla forza inerziale sismica perpendicolare alla facciata stessa. Nella facciata si notano tracce di fessurazioni visibili nell'area d'angolo direttamente collegate ai vuoti di rosone e portale.

Cinematismo di II ordine: successivo allo slittamento delle coperture

Ribaltamento prospetto ovest

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.088$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.157 / 0.189 = 0.831$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 289 / 475 = 0.608$

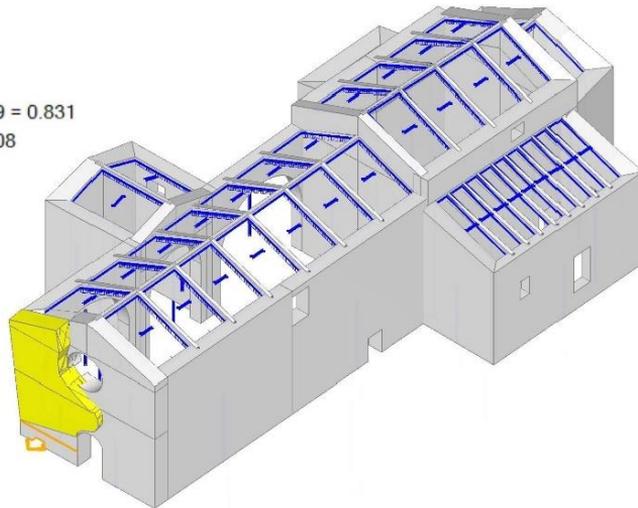


Fig. 147 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della facciata

Lo sperone murario, aggiunto alla facciata della chiesa dopo il XVIII secolo, contribuisce all'aumento della sicurezza globale della fabbrica impedendo il meccanismo di ribaltamento fuori dal piano dell'intero elemento murario: determina infatti l'aumento di quota dell'asse della cerniera plastica fino alla sommità dello sperone. Tale cinematismo è riscontrabile dalla lettura del quadro fessurativo presente.

Ribaltamento prospetto ovest intero

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.074$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.141 / 0.189 = 0.746$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 215 / 475 = 0.453$

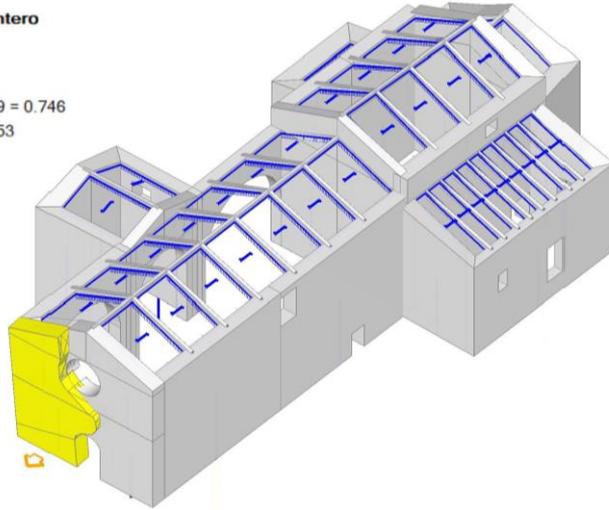


Fig. 148 - Ribaltamento di parte della facciata prima dell'inserimento dello sperone murario

Ribaltamento parete sud

Rotazione fuori dal piano della parete sud della navata con cerniera cilindrica orizzontale in prossimità della base del paramento murario. Il cinematismo è avvenuto in seguito all'accelerazione sismica in direzione orizzontale e per il mancato ammorsamento della parete con la copertura.

Cinematismo di II ordine: successivo allo slittamento delle coperture

Ribaltamento parete sud

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.106$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.162 / 0.189 = 0.857$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 309 / 475 = 0.651$

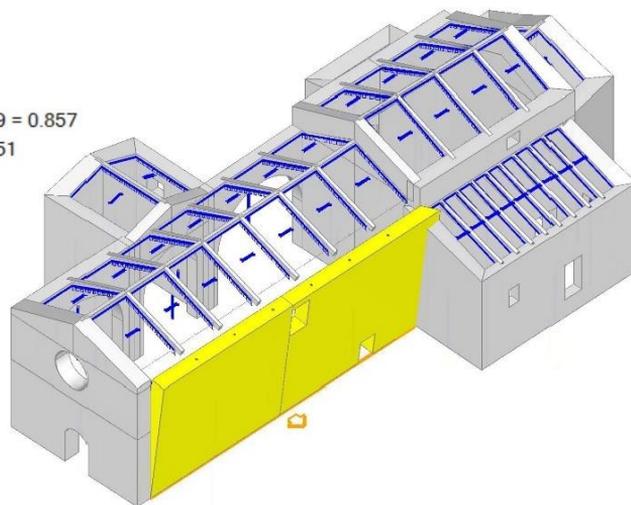


Fig. 149 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della parete sud

6.3.3. Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento tradizionali

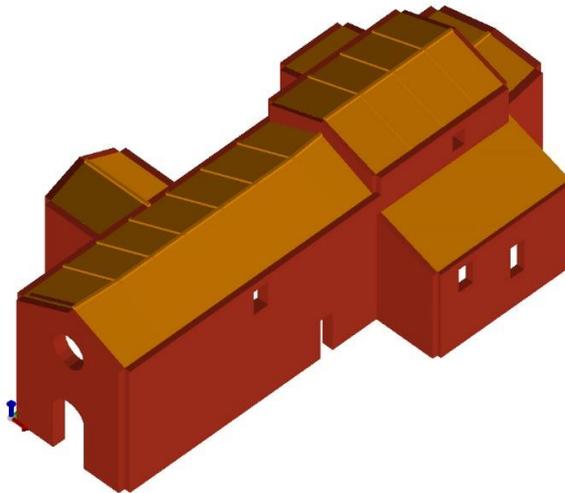


Fig. 150 - Vista solida del modello strutturale tridimensionale della fabbrica

Per effettuare un'analisi globale della fabbrica è stata realizzata una modellazione strutturale con comportamento elastico-lineare della muratura. L'edificio possiede una copertura della navata centrale in legno e tavelle, che presenta un carico permanente di $1,5 \text{ kN/m}^2$ ed uno di esercizio di 1 kN/m^2 , dato dal peso della neve. Gli orizzontamenti così costituiti si comportano come dei diaframmi infinitamente deformabili nel piano di falda e, di conseguenza, gli sforzi tensionali che si formano in seguito all'accelerazione sismica si ripartiscono nella struttura in muratura proporzionalmente alle aree di carico. Le caratteristiche della muratura fanno riferimento alla circolare ministeriale n. 7 del 2019 e sono le seguenti:

Muratura in conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo:

Resistenza media a compressione (f_m) = 2 N/mm^2

Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (τ_0) = $0,35 \text{ N/mm}^2$

Valore medio del modulo di elasticità normale (E) = 1230 N/mm^2

Valore medio del modulo di elasticità tangenziale (G) = 410 N/mm^2

Peso specifico medio (w) = 20 kN/m^3

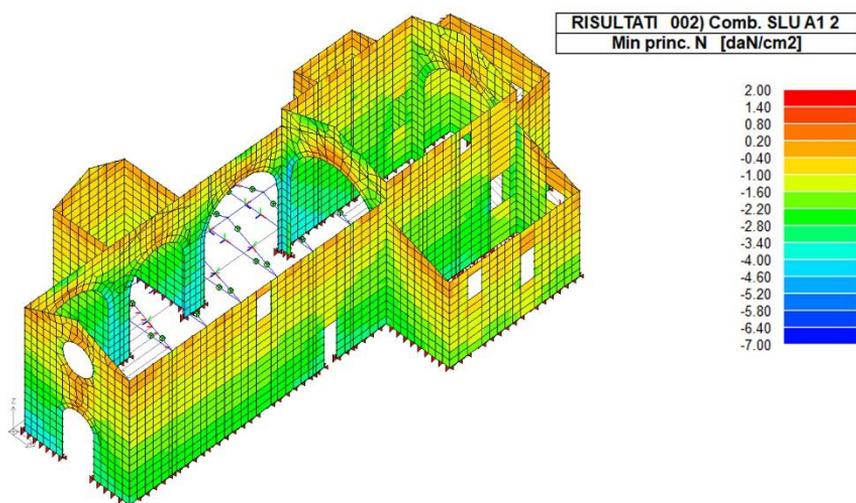


Fig. 151 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi statica

La figura rappresenta le tensioni principali di compressione che si originano nei solidi murari in seguito all'applicazioni di carichi statici alla fabbrica secondo la combinazione fondamentale proposta dalle norme tecniche:

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} + Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} + Q_{k3} + \dots$$

Con G carichi permanenti, Q carichi variabili e ψ coefficienti di combinazione dei carichi dati dalla norma.

Nel caso in esame i carichi permanenti sono costituiti dai solai lignei e dalla muratura, i semipermanenti dal massetto e manto di copertura e i variabili dal peso della neve.

Dalla rappresentazione grafica si nota l'andamento pressoché verticale delle tensioni principali di compressione, le quali, in assenza di forzanti esterne tendono a rappresentare la direzione dei carichi gravitazionali. Si vedono picchi di tensione in corrispondenza delle basi dei piedritti, che costituiscono gli archi della parete laterale della navata e dell'arco trionfale. Il fenomeno è legato essenzialmente alla grande snellezza degli elementi murari e alla drastica riduzione della sezione reagente alla base dei maschi murari.

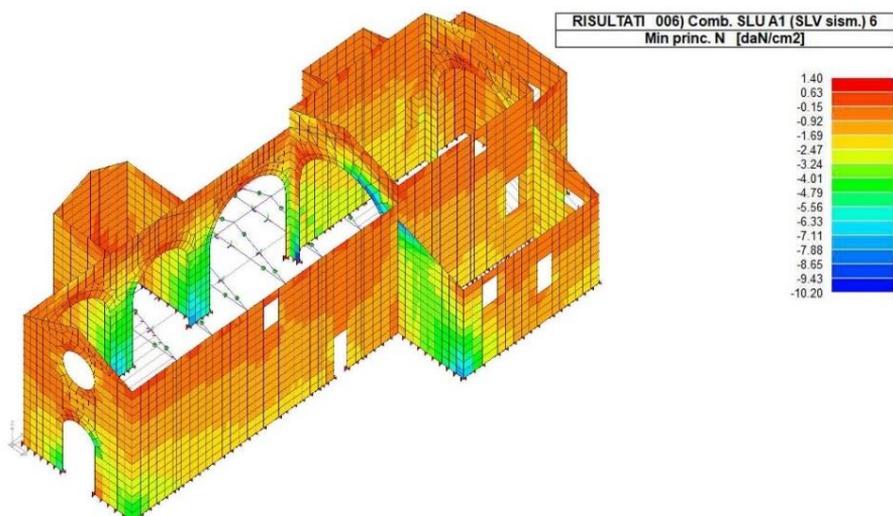


Fig. 152 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione trasversale

L'analisi elastico - lineare ha permesso di ricavare le tensioni principali di compressione anche in combinazione sismica. In figura sono evidenziati i valori ottenuti applicando l'accelerazione di sito in direzione trasversale ed una pari al 30% in direzione longitudinale. Si registrano tensioni di trazione nella parte sommitale dei paramenti murari e di compressione localizzate nel muro trasversale della navata laterale. Si notano sforzi concentrati negli archi laterali e in quello trionfale, in particolare, in corrispondenza delle reni. Le tensioni descrivono l'andamento della curva delle pressioni nel piano dell'arco e il conseguente probabile meccanismo a quattro cerniere.

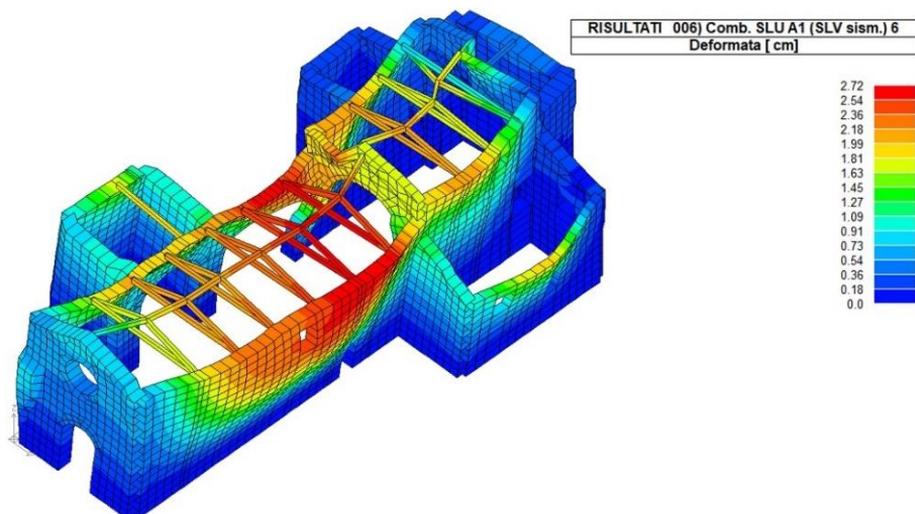


Fig. 153 - Rappresentazione delle deformazioni in analisi dinamica con accelerazione sismica in direzione trasversale

Il modello evidenzia per la stessa combinazione di carico la deformata elastica della struttura. Lo spostamento maggiore si riscontra nella parte sommitale della navata centrale, in seguito all'inflexione della copertura lignea ed alla congruente deformazione della parete laterale destra. La struttura, non presentando una particolare regolarità in pianta, evidenzia una deformazione di tipo torsionale e uno spostamento trasversale maggiore in prossimità dell'arco trionfale. Il risultato deriva dalla grande asimmetria della fabbrica, delineata dalla differenza di rigidità dei due allineamenti murari laterali, che delimitano la navata centrale. L'analisi per fasi storiche dell'edificio suggerisce, infatti, un successivo intervento di tamponamento degli archi della parete sinistra, il quale, non presentando un ammortamento efficace alla struttura esistente, determina tale irregolarità planimetrica.

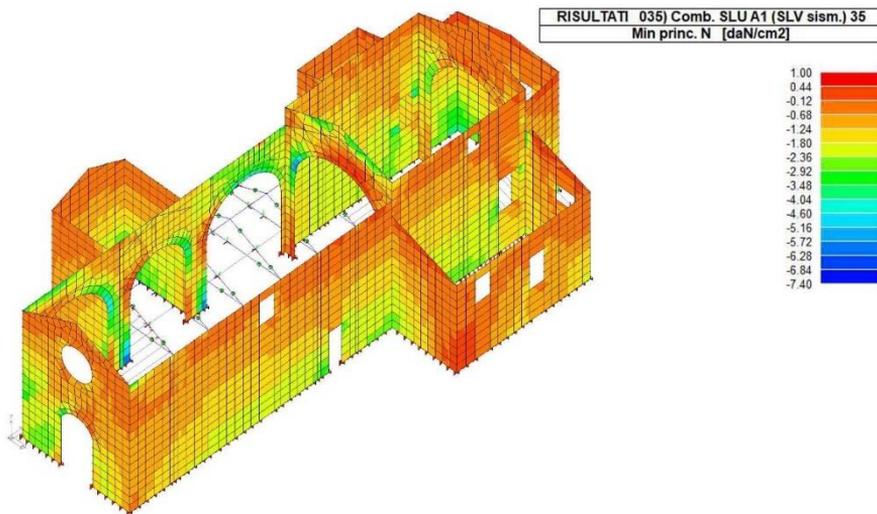


Fig. 154 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione longitudinale

L'analisi delinea, inoltre, le tensioni principali di compressione in direzione longitudinale. Si notano concentrazioni di sforzi in corrispondenza delle chiavi degli archi della parete laterale, che evidenziano le zone in compressione e in trazione, tipiche, anche in questo caso, di un meccanismo a quattro cerniere. Dall'analisi del quadro fessurativo corrispondente non sembrerebbero esserci cinematici di questo genere, in quanto la linea delle pressioni degli archi continua, anche in fase dinamica, ad essere contenuta all'interno della sezione dell'arco. Questa condizione tensionale permette all'arco di rimanere in equilibrio, non raggiungendo la condizione limite per la prima volta illustrata da Heyman nel 1966.

L'arco presenta infatti diversi meccanismi di collasso sotto l'ipotesi di comportamento rigido. Le rotazioni relative tra le varie parti della struttura derivano dalla condizione di carico a cui è sottoposta. Nel caso di condizione statica con la presenza di solo forze verticali si hanno due situazioni limite, in cui possono formarsi sia quattro cerniere plastiche (cinematismo ad un grado di labilità), sia cinque cerniere (cinematismo a due gradi di libertà).

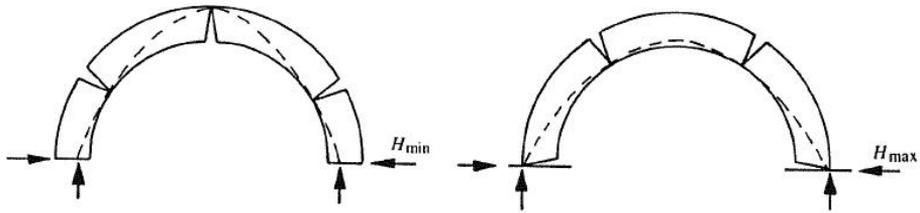


Fig. 155 - Curve limite di equilibrio dell'arco in caso di carichi verticali (HEYMAN 2014)

In condizione di carico sismico, nella quale l'arco risente dell'accelerazione orizzontale del terremoto, si innesca, superato l'equilibrio interno della struttura, un cinematismo a quattro cerniere, costituito da tre corpi rigidi incernierati, la cui generica configurazione è descritta dal solo parametro θ .

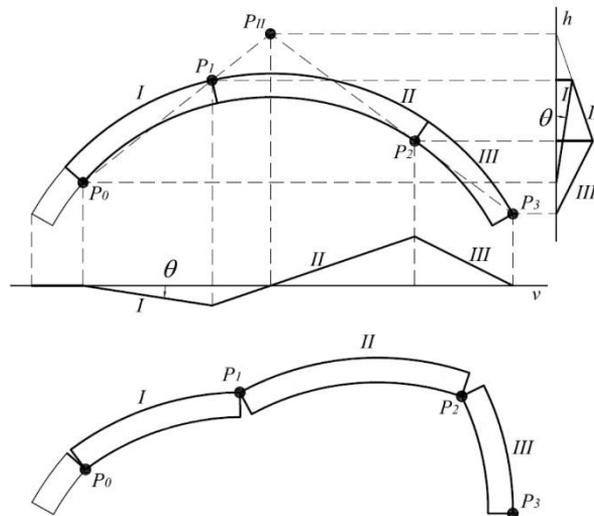


Fig. 156 - Curva limite di equilibrio e relativo meccanismo di collasso in caso forze sismiche orizzontali e cariche verticali (MONTI *et al.* 2013)

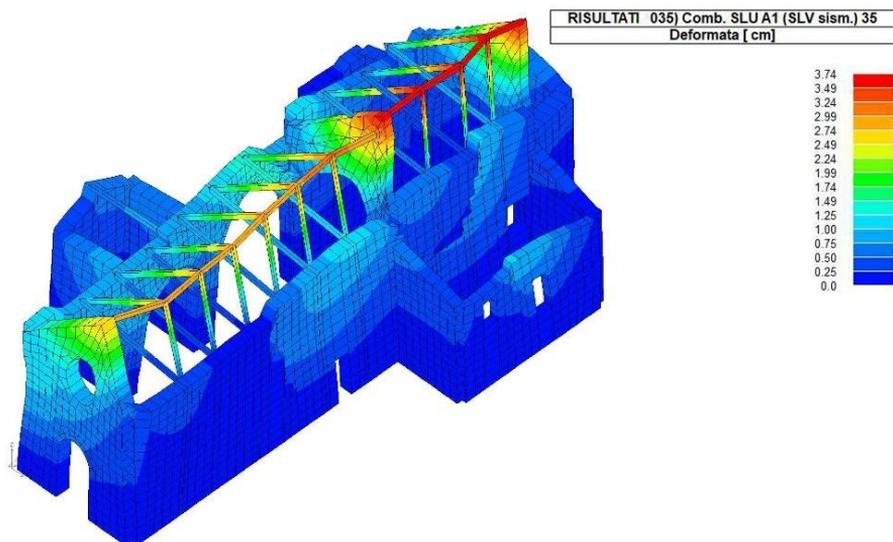


Fig. 157 - Rappresentazione delle deformazioni in analisi dinamica con accelerazione sismica in direzione longitudinale

La figura mostra l'andamento delle deformazioni congruenti alla combinazione di carico con accelerazione sismica in direzione longitudinale. Si nota come lo spostamento interessi maggiormente la parte sommitale della fabbrica in corrispondenza dei timpani murari, sui quali è appoggiata la trave lignea di colmo. Questo perché tali macro elementi non presentano una rigidità fuori dal piano idonea a sopportare i carichi sismici di un solaio completamente deformabile posto ad una quota così considerevole. Al contempo, gli allineamenti murari longitudinali non presentano deformazioni consistenti, in quanto possiedono grandi spessori e sono caricati da solai lignei leggeri.

6.3.4. Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento moderni

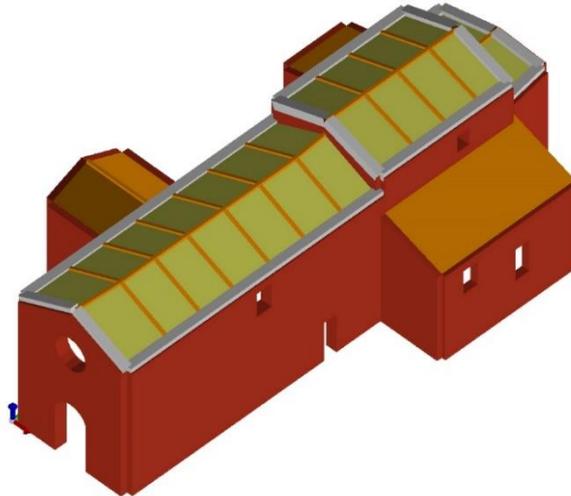


Fig. 158 - Vista solida del modello strutturale tridimensionale della fabbrica in seguito alla messa in opera degli interventi moderni

Nel 1988 viene rifatta la copertura lignea sulla quale viene eseguito un getto in calcestruzzo armato. Inoltre, in sommità della navata centrale e dell'abside viene realizzato un cordolo cementizio non ammortato di dimensioni 60x60 cm. L'intervento rende infinitamente rigido il piano di falda ed aumenta di $1,5 \text{ kN/m}^2$ il carico permanente agente sulla struttura.

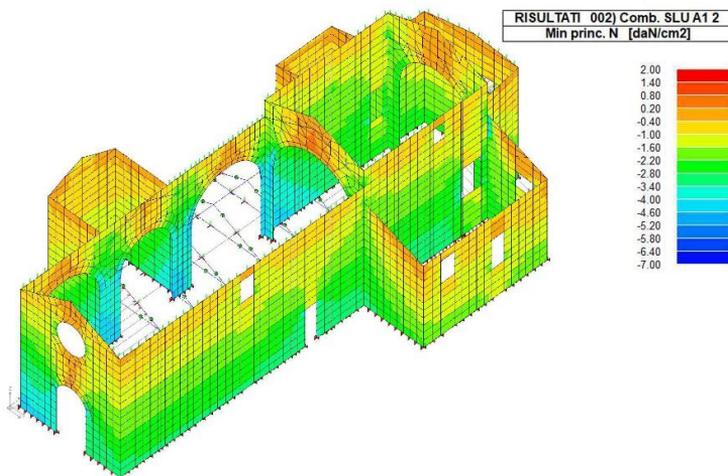


Fig. 159 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi statica considerando il sovraccarico del cordolo cementizio e della nuova copertura

Nell'analisi appare evidente come l'inerzia nel piano delle pareti del cordolo abbia ridistribuito le tensioni di compressione verticali, infatti nel grafico non appaiono picchi di sforzo concentrato in prossimità delle basi delle grandi aperture ad arco. Si registra, comunque, un aumento generalizzato di sforzi dovuto al sovraccarico dello stesso cordolo e del massetto in calcestruzzo armato delle coperture. Tali sollecitazioni alla base della struttura superano ampiamente, da norma, la resistenza a compressione del materiale.

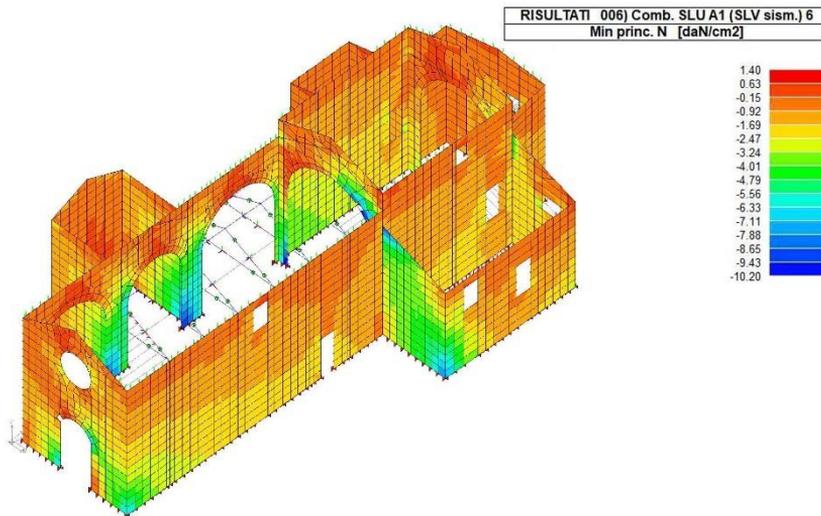


Fig. 160 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione trasversale posteriore agli interventi moderni

L'analisi elastico-lineare mostra il flusso delle tensioni per la stessa combinazione sismica di carico del modello privo di interventi moderni. Si nota un andamento delle sollecitazioni simili al caso precedente, infatti è riscontabile una maggiore concentrazione di tensioni all'interno del maschio murario della navata laterale, indice del meccanismo resistente nel piano della fabbrica. La parte sommitale della struttura presenta minori sforzi di trazioni, dovuti al sovraccarico del cordolo e della copertura. Al contempo, la differenza sostanziale è nel livello tensionale in corrispondenza del cantonale della navata e alla base dei piedritti degli archi. In quei punti lo sforzo supera di gran lunga la resistenza caratteristica del materiale determinando il collasso di quelle porzioni murarie.

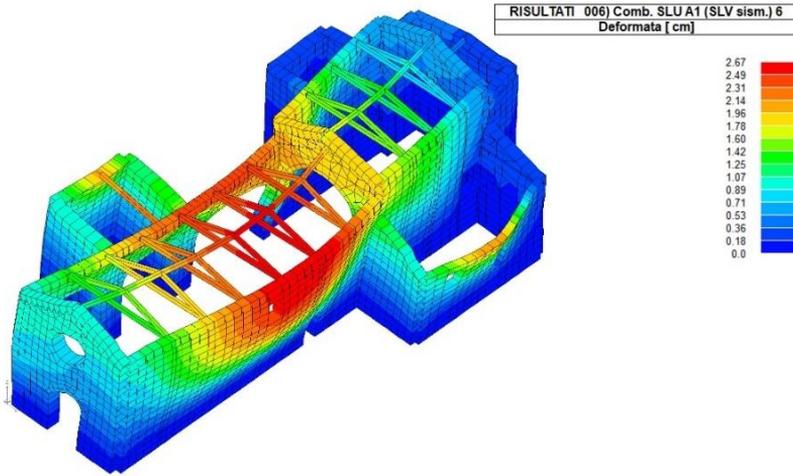


Fig. 161 - Rappresentazione delle deformazioni in analisi dinamica con accelerazione sismica in direzione trasversale posteriore agli interventi moderni

La figura rappresenta la deformata della struttura con la combinazione sismica di carico, sempre in direzione trasversale. Le murature sono in questo caso collegate al cordolo cementizio che nel piano di falda contribuisce ad attenuare le deformazioni orizzontali. Si ricorda che l'analisi è di tipo elastico lineare, quindi prevede deformazioni proporzionali al modulo di elasticità e alle sollecitazioni, per questo le pareti murarie tendono ad assumere la conformazione di corpo completamente elastico incastrato agli estremi.

L'analisi comunica, comunque, l'effetto benefico del cordolo, che nel caso non fosse stato così rigido nel piano della parete, avrebbe migliorato complessivamente il comportamento sismico della fabbrica.

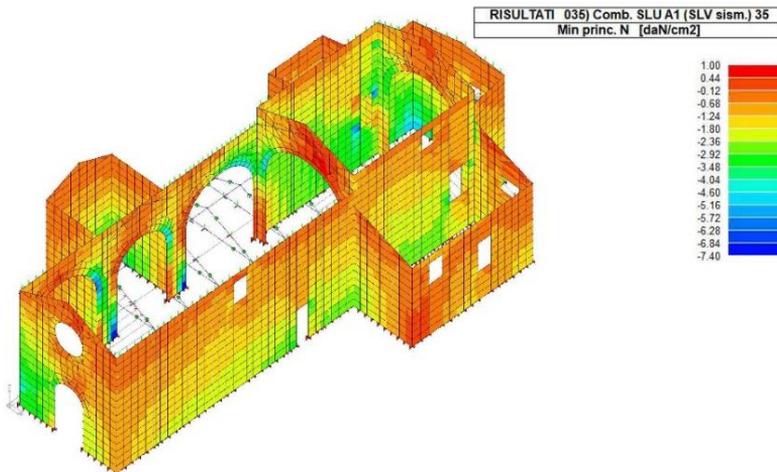


Fig. 162 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione longitudinale posteriore agli interventi moderni

Anche nel caso di carico con combinazione sismica in direzione longitudinale si hanno dei picchi tensionali in prossimità dei piedritti degli archi della parete laterale. Inoltre, si notano le posizioni preferenziali di formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza delle ghiera degli archi, cinematici a quattro cerniere.

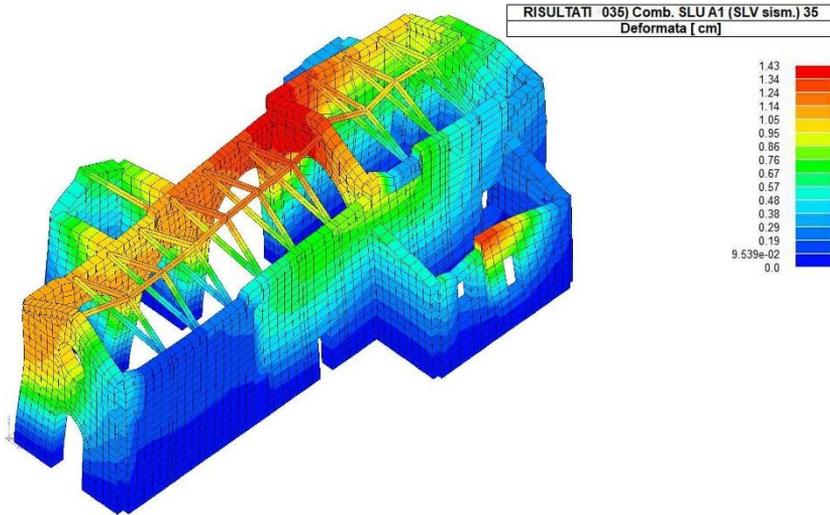


Fig. 163 - Rappresentazione delle deformazioni in analisi dinamica con accelerazione sismica in direzione longitudinale posteriore agli interventi moderni

L'analisi, in ultimo, mostra la deformata congruente alle sollecitazioni sismiche in direzione longitudinale. In questo caso gli spostamenti in sommità interessano una porzione maggiore della fabbrica, in quanto il cordolo ridistribuisce le tensioni all'interno dei solidi murari a cui è collegato. Gli spostamenti maggiori interessano il martello murario tra navata e presbiterio e la deformata è di tipo torsionale in quanto è presente una forte asimmetria planimetrica.

6.4. Chiesa della Madonna dell'Addolorata a Norcia (PG)

6.4.1. Descrizione della fabbrica e delle sue principali fasi storiche

La chiesa della Madonna Addolorata²⁰² si trova nel centro storico di Norcia, a pochi passi dalla Basilica di San Benedetto. È uno degli edifici notevoli già compromessi dal terremoto del 1979 e che, tra gli anni '80 e '90, ha subito importanti interventi di consolidamento eseguiti con tecniche invasive caratterizzate da ampio uso di cemento armato. In seguito alla sequenza sismica del centro Italia del 2016, l'edificio è quasi interamente crollato.

Si hanno notizie dell'esistenza della chiesa della Madonna fin dal XIV secolo; il complesso, costituito dalla chiesa e un palazzo adiacente, aveva in quell'epoca il nome di chiesa di San Giacomo e risultava commenda dei Cavalieri di Malta. Poche sono le informazioni ad essa relative fino al 1679, anno in cui la chiesa viene concessa all'Istituto San Filippo Neri.²⁰³ L'attuale volume è però frutto di un completo rifacimento della fabbrica avvenuto tra il 1707 e il 1709: il terremoto che nel 1703 colpì l'appennino umbro-reatino aveva infatti provocato importanti crolli sia nella chiesa che nella Casa della Congregazione, il palazzo ad essa adiacente. Il 21 maggio 1707 fu collocata la prima pietra della nuova chiesa, ricostruita su disegno di Domenico Planca, e intitolata al fondatore della Congregazione dei Filippini.

La facciata attuale, ottocentesca, è frutto di un ulteriore allestimento della fine del secolo. Apprezzabile nella sua interezza fino a prima del terremoto del 2016, era scandita da quattro lesene, una trabeazione al di sopra della quale si apriva una finestra semicircolare e un timpano superiore.

La chiesa era caratterizzata da una pianta ovale e paramenti interni completamente decorati da stucchi. Vi si trovavano un presbiterio curvilineo e quattro altari, di cui due lignei e due realizzati in marmi policromi. Anche il presbiterio, di cui è rimasta solo la macchina, è realizzato in marmo ed al suo interno ospitava un'immagine della Madonna

²⁰² Cfr. L. Caumo, M. Schiavino, *STABAT. Riedizione critica di un testo architettonico: il caso della Chiesa della Madonna Addolorata di Norcia*, tesi di laurea, relatori Riccardo dalla Negra e Andrea Giannantoni, correlatori Marco Zuppiroli e Gian Carlo Grillini, Università degli Studi di Ferrara - Dipartimento di Architettura, A.A.2018/2019.

²⁰³ CAUCCI VON SAUKEN, VELATTA 1997

Addolorata dipinta su tela del XVIII secolo, molto importante per gli abitanti di Norcia, che fu trasferita nella Cattedrale.

Il terremoto del centro Italia del 2016 ha creato ingenti danni causando il crollo completo della copertura, della facciata e di molte altre importanti porzioni murarie. Ad oggi resta inagibile.

Di seguito si riportano le principali fasi storiche sintetizzate in 3 macrofasi:

- Fase 1: ante 1703

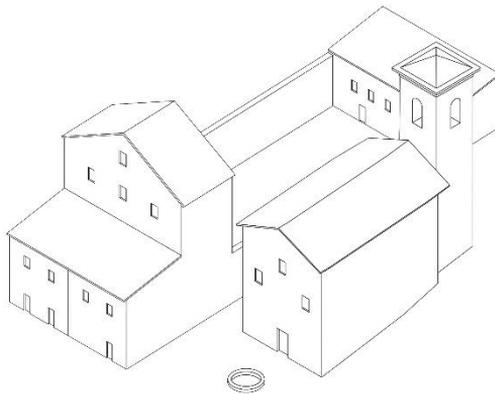


Fig. 164 - Prima configurazione architettonica

L'edificio più antico, conosciuto come chiesa di San Giacomo di Norcia, sorgeva nel centro cittadino, a pochi metri dalla Basilica di San Benedetto; era costituito dalla chiesa e un palazzo contiguo, commenda dei cavalieri di Malta fin dal XIV secolo.

Già dal XVII secolo risulta che i commendatori giovanniti non risiedevano più nella commenda di San Giacomo e avevano concesso le proprietà in affitto. Nel 1679 Raimondo Perellos, Gran Maestro dell'Ordine di Malta, accogliendo le suppliche dei religiosi dell'Istituto di San Filippo Neri, gli concedette l'uso perpetuo della chiesa di San Giacomo e della casa ad essa annessa, pattuendo un canone annuo.

Con il terremoto del 1703 crollarono interamente chiesa e palazzo.

- Fase 2: 1709 – 1859

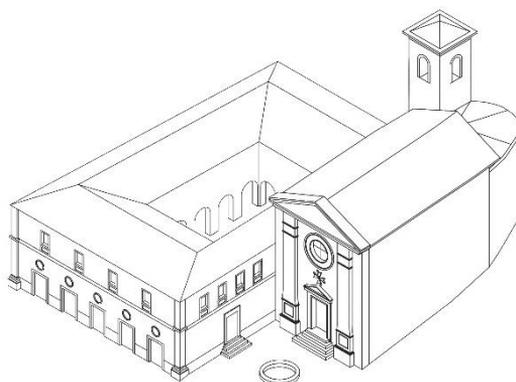


Fig. 165 - Seconda configurazione architettonica

Dopo il terremoto del 1703 il Capitano Francesco Senechetti, unico sopravvissuto della famiglia Senechetti che risiedeva nella casa annessa alla chiesa, nominò la Congregazione dell'Oratorio erede di tutto il suo patrimonio, destinandolo alla riedificazione di una chiesa in onore di S. Filippo. Nel 1705 iniziò la ricostruzione del palazzo, terminata in meno di due anni. Nel 1707 iniziarono i lavori di ricostruzione della chiesa, su disegno di Domenico Planca, e venne intitolata al fondatore della Congregazione. Anche in questo caso l'edificazione terminò in tempi brevissimi, e nel 1709 la chiesa, completata, venne benedetta da Mons. Gaddi vescovo di Spoleto.

Risale a questo momento la configurazione ovale della pianta della chiesa, decorata internamente dagli stucchi di Giacomo da Lugano. Il fronte principale presentava una scalinata fino al portale di accesso, quest'ultimo caratterizzato da un timpano con una croce di Malta posta al di sopra; la facciata, decorata da due lesene su plinti, era completata da un oculo centrale a due terzi dell'altezza e un fastigio cuspidato.

Il terremoto del 1730 danneggiò la nuova costruzione, in particolare il campanile e la volta dell'aula, e rese inagibile il palazzo. La chiesa venne riparata nel 1738 per volontà di Clemente XII, al quale fu dedicata un'iscrizione all'interno della chiesa. Nell'altare fatto costruire dalla famiglia Quarantotto fu collocata l'immagine della Madonna Addolorata, donata alla città di Norcia dal predicatore don Mattia Amadio di Biselli nel 1735. I titoli di S. Filippo Neri e della Madonna Addolorata convissero insieme fino all'affermazione definitiva di quest'ultimo.

- Fase 3: ante 1859– 2016

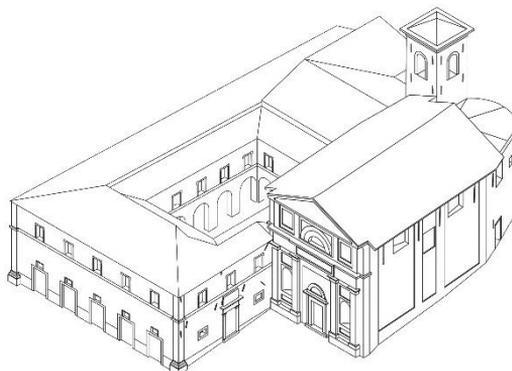


Fig. 166 - Terza configurazione architettonica

Il terremoto che colpì Norcia nel 1859 danneggiò nuovamente il complesso; l'anno successivo venne soppressa la Congregazione dell'Oratorio. La facciata della chiesa nella sua ultima fase, in opera e integra fino a prima del sisma del 2016, fu il risultato di un riallestimento compiuto in seguito negli ultimi anni dello stesso secolo; era scandita da quattro lesene al di sopra delle quali si trovava un timpano triangolare, con una cornice su cui si apriva una finestra termale semicircolare; completavano la facciata due statue in gesso collocate nelle nicchie laterali, modellate e messe in opera nel 1935.

Nel 1860 il convento passò sotto il controllo della Cassa ecclesiastica.

Nel 1979 un altro evento sismico danneggiò nuovamente il complesso, che già presentava criticità statiche. Nel 1988 fu completato il restauro del campanile e nel 1991 venne presentato quello per il restauro e per il consolidamento della chiesa, ma i lavori si protrassero fino alla fine degli anni '90, lasciando la fabbrica chiusa al pubblico.

Anche il palazzo adiacente, nel frattempo divenuto il Palazzo dei Cavalieri di Malta, subì danni, in particolare nel cortile interno e nelle strutture resistenti: al 1983 risale il progetto destinato alle riparazioni. A questi interventi si riconduce anche la realizzazione della struttura intelaiata in c.a. e il consolidamento e rifacimento delle strutture orizzontali, quali l'inserimento dei nuovi solai in laterocemento e dei soprastanti muricci a sostegno della copertura costituita da tavelloni.

È datata 18.12.1995 la relazione della Perizia n. 28/95 per lavori di consolidamento murario delle coperture della chiesa e per il restauro di finiture e arredi. Alcuni degli interventi previsti riguardavano:

- consolidamento dei solai con rete elettrosaldata e massetti in calcestruzzo;
- consolidamento di murature portanti fatiscenti e degli architravi;

- rinforzo delle travi in legno con elementi in ferro;
- rifacimento degli intonaci in facciata e della pavimentazione della chiesa;
- restauro degli elementi d'arredo

La Soprintendenza dei Beni Culturali di Perugia approvò i lavori di carattere strutturale, mentre per gli interventi di restauro venne richiesta l'integrazione con un progetto specifico, redatto nel 1997.

In data 18.04.2002, con un documento da parte dell'Ufficio Territoriale del Governo di Perugia, destinato alla SBAP di Perugia e al Rettore della chiesa, si attestò che l'edificio era stato oggetto di lavori di consolidamento murario sotto la direzione del Provveditorato alle OO.PP. Il 6 novembre 2002 venne effettuato un sopralluogo congiunto tra un Funzionario storico dell'arte e il Rettore della chiesa per verificare lo stato dell'immobile e degli arredi. L'edificio venne restaurato, le opere di pertinenza furono ricollocate, e la chiesa venne riaperta al pubblico; i locali adibiti a sagrestia furono in gran parte ricostruiti a seguito del crollo del solaio verificatosi a seguito del sisma del 1979. Fu inoltre riportato un elenco delle opere d'arte e dei beni di interesse storico-artistico presenti.

Infine, durante la sequenza sismica del terremoto del centro Italia del 2016, in particolare con la scossa del 30 ottobre 2016, la chiesa della Madonna Addolorata crollò quasi interamente.

6.4.2. Le trasformazioni costruttive in relazione al comportamento strutturale: studio cinematico speditivo

L'analisi degli indici di qualità muraria, preliminare all'approfondimento dell'analisi cinematica, presenta un quadro molto simile al secondo caso studio (Abbazia di San Biagio a Piobbico); la tessitura muraria prevalente è in conci sbazzati con filari sub orizzontali, con numerose riprese anche in questo caso disposte però in modo da non influenzare i meccanismi di collasso. Per questo il comportamento è sintetizzabile in un'unica tipologia muraria con le seguenti caratteristiche:

Muratura in pietrame disordinato:

Parametri della regola dell'arte

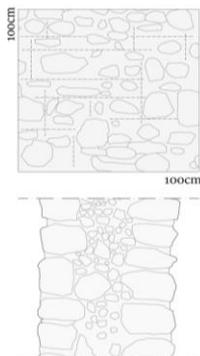
- O.R. Orizzontalità dei filari
- P.D. Presenza di diatoni o ingranamento trasversale
- F.EL. Forma degli elementi resistenti
- S.G. Sfalsamento dei giunti verticali
- D.EL. Dimensione degli elementi resistenti
- M.A. Qualità della malta
- RE.EL. Qualità degli elementi resistenti

Giudizio sui parametri

- R. Parametro rispettato
- P.R. Parametro parzialmente rispettato
- N.R. Parametro non rispettato

$$I.Q.M. = RE.EL. \times (O.R. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + M.A.)$$

| PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE | | | | | | | | | |
|----------------------------------|------------------|------|----|------------------------|------|----|------------------|------|----|
| | AZIONI VERTICALI | | | AZIONI FUORI DAL PIANO | | | AZIONI NEL PIANO | | |
| | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. |
| O.R. | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 | 0 | 0.5 | 1 |
| P.D. | 0 | 1 | 1 | 0 | 1.5 | 3 | 0 | 1 | 3 |
| F.EL. | 0 | 1.5 | 3 | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 |
| S.G. | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 1 | 2 |
| D.EL. | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 0.5 | 1 |
| M.A. | 0 | 0.5 | 2 | 0 | 0.5 | 1 | 0 | 1 | 3 |
| RE.EL. | 0 | 0.7 | 1 | 0.5 | 0.7 | 1 | 0.3 | 0.7 | 1 |



| CATEGORIA | AZIONI VERTICALI | AZIONI NEL PIANO | AZIONI FUORI PIANO |
|---------------------|-----------------------------|------------------------------|----------------------------|
| IQM | 1.05 | 1.05 | 1.05 |
| METODO PUNTEGGI | C | C | C |
| LMT (Sezione) | - | Val. medio 110 cm | 105 cm |
| PARAMETRI MECCANICI | Resistenza a compressione | Modulo di elasticità normale | Resistenza a taglio |
| VALORE ASSUNTO | $f_m = 1,75 \text{ N/mm}^2$ | $E = 870 \text{ N/mm}^2$ | $T_v = 2,9 \text{ N/cm}^2$ |

$$\begin{cases} f_{min} = 1.036e^{0.1961x} = 1.27 \text{ MPa} \\ f_{med} = 1.4211e^{0.1844x} = 1.72 \text{ MPa} \\ f_{max} = 1.8021e^{0.1775x} = 2.18 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_{min} = 599.03e^{0.1567x} = 706 \text{ MPa} \\ E_{med} = 731.51e^{0.1548x} = 860 \text{ MPa} \\ E_{max} = 863.74e^{0.1535x} = 1015 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{con } x = I.Q.M._V = 1.05$$

$$\begin{cases} \tau_{0;min} = 0.0003x^2 + 0.0066x + 0.0143 = 0.0216 \text{ MPa} \\ \tau_{0;med} = 0.0005x^2 + 0.0086x + 0.0189 = 0.0285 \text{ MPa} \\ \tau_{0;max} = 0.0006x^2 + 0.0107x + 0.0234 = 0.0353 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{min} = 204.5e^{0.1464x} = 238 \text{ MPa} \\ G_{med} = 247.62e^{0.1457x} = 289 \text{ MPa} \\ G_{max} = 290.56e^{0.1452x} = 338 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{con } x = I.Q.M._{NP} = 1.05$$

Per le modellazioni di tipo cinematico e elastico lineare sono stati adottati, in accordo con le precedenti valutazioni e con la normativa vigente:

Resistenza media a compressione (f_m) = 2 N/mm²

Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (τ_0) = 0,035 N/mm²

Valore medio del modulo di elasticità normale (E) = 1230 N/mm²

Valore medio del modulo di elasticità tangenziale (G) = 410 N/mm²

L'indice IQM presenta un valore di 1,05 per tutti i meccanismi, segno di una scarsissima qualità muraria prossima al franamento; il valore è paragonabile anche per le riprese murarie individuabili.

Crollo della copertura

In seguito all'accelerazione sismica in direzione prevalentemente longitudinale e ai fenomeni di ribaltamento delle pareti che costituivano la navata, la copertura, irrigidita dagli interventi moderni di consolidamento e collegata ad un cordolo perimetrale eccessivamente rigido, ha subito un atto di moto rigido verticale ed un successivo collasso a causa della perdita di equilibrio, dovuta alla mancanza dei vincoli sottostanti.

Cinematismo di II ordine: si verifica in seguito ai ribaltamenti dei paramenti murari della navata

Se si procede con l'analisi cinematica classica il cinematismo si attiverebbe quando:

$$F_{sismica} > F_{attrito}$$

Con:

$$F_{attrito} = \mu_{muratura-c.a.} * F_{\perp}$$

$$F_{attrito} = \mu_{muratura-c.a.} * W_{copertura} = 0.4 * 4057.5 = 1623 \text{ kN}$$

Dall'analisi statica equivalente si ottiene la $F_{sismica}$ applicata in copertura:

$$F_h = \frac{S_{(e)} * W_{tot} * \lambda}{g} = \frac{S_{(e)}}{g} * 21938 \text{ kN}$$

$$\sum_{i=2}^n z_j * W_j = 17880 * 6.75 + 4057.5 * 15.5 = 183581.3 \text{ kN}$$

$$F_{sismica} = \frac{F_h * z_i * W_i}{\sum z_j * W_j} = \frac{\frac{S_{(e)}}{g} * 21938 * 15.5 * 1623}{183581.3} = \frac{S_{(e)}}{g} * 3006.2 \text{ kN}$$

$$\frac{S_{(e)}}{g} * 3006.2 \text{ kN} > 1623 \text{ kN} \rightarrow S_{(e)} = 0.54g$$

$$\frac{S_{(d)}}{q} = S_{(e)}, \text{ con } q = 1.5 \rightarrow S_{(d)} = 0.81g$$

$$\frac{PGA_c}{PGA_D} = \frac{0.81g}{0.55g} = 1,47$$

Vediamo che in questo caso il cinematismo non si attiverebbe, poiché, applicando la teoria cinematica classica, il rapporto tra le accelerazioni (capacità e domanda in termini sismici) è superiore all'unità.

Interpretando il comportamento meccanico della fabbrica attraverso l'uso dell'analisi evolutiva del dissesto si otterrebbe, invece, un moltiplicatore di collasso del cinematismo minore ed un rapporto in termini di accelerazioni inferiore all'unità. Questo in seguito alla perdita dei vincoli alla base della copertura per ribaltamento delle murature della navata dell'edificio.

Crollo della copertura

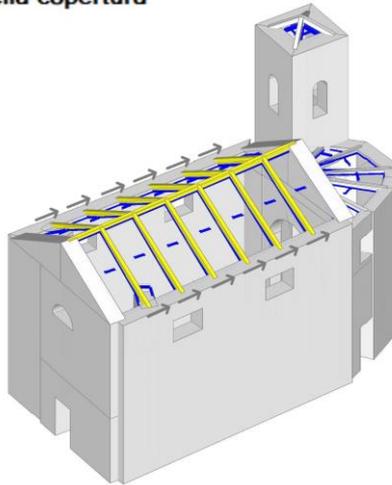


Fig. 167 - Rappresentazione delle forze sismiche di taglio che si generano tra l'orditura lignea ed i paramenti laterali della navata prima della messa in opera degli interventi moderni

Crollo della copertura

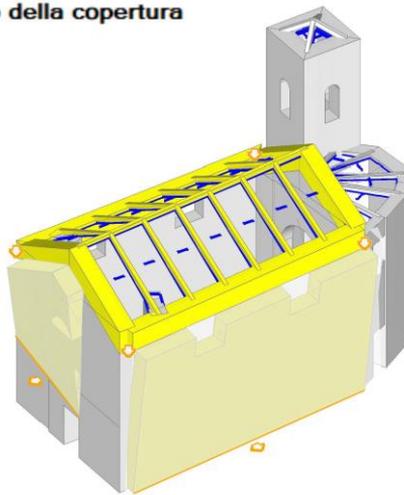


Fig. 168 - Dinamica del crollo risultante dalla mancanza dei vincoli sottostanti la copertura

Cedimento del pilastro dell'arco trionfale

L'arco trionfale, in seguito all'effetto dell'accelerazione sismica, ha sottoposto la muratura del suo piedritto di scarico a tensioni di trazione verticali e fuori dal piano, portandolo al cedimento attraverso una rotazione intorno alla sua base. Il meccanismo si è innescato per la mancanza di un vincolo posto in sommità dell'arco, in seguito al mancato ammortamento con la copertura.

Cinematismo di I ordine

Cedimento del pilastro dell'arco trionfale

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.054$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.090 / 0.255 = 0.353$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 39 / 475 = 0.082$$

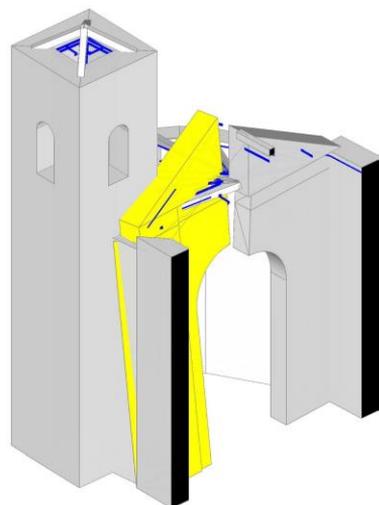


Fig. 169 - Rappresentazione tridimensionale del cedimento del pilastro dell'arco trionfale

Trascinamento dell'arco trionfale

L'arco trionfale, non più collegato alle coperture, in seguito all'accelerazione sismica in direzione ad esso perpendicolare, è ribaltato intorno alla cerniera cilindrica ad asse orizzontale posta alla sua base.

Cinematismo di II ordine: si verifica in seguito al crollo della copertura

Trascinamento dell'arco trionfale

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.070$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.110 / 0.255 = 0.431$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 57 / 475 = 0.120$$

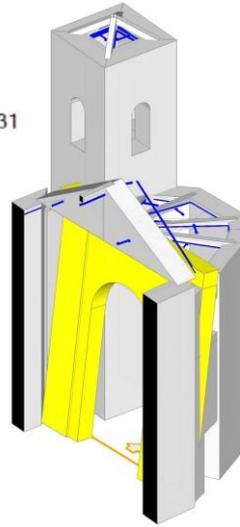


Fig. 170 - Rappresentazione tridimensionale del trascinamento dell'arco trionfale

Ribaltamento della facciata

Il meccanismo di ribaltamento della facciata, che riguarda la parte superiore dell'elemento, si è manifestato attraverso la rotazione fuori piano in seguito alla formazione di una cerniera cilindrica ad asse obliquo. Tale asse si sviluppa in diagonale a partire dal punto sommitale di collegamento tra la chiesa e l'adiacente palazzo, dimostrando un grado di ammortamento efficace, e l'estradosso dell'ingresso della chiesa, sottolineando la soluzione di continuità della facciata in corrispondenza dell'allineamento delle aperture.

Cinematismo di I ordine

Ribaltamento della facciata

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.093$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.167 / 0.255 = 0.655$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 153 / 475 = 0.322$$

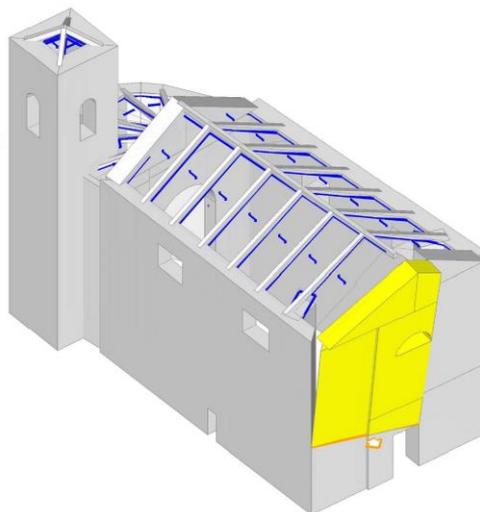


Fig. 171 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della facciata

Ribaltamento del cantonale della facciata

Il meccanismo di ribaltamento, localizzato nel cantonale della navata, è originato dalla forza inerziale derivata dalla combinazione delle accelerazioni sismiche combinate nelle due direzioni. Il cinematismo si è originato per la mancanza di un vincolo sommitale dei paramenti murari con la copertura.

Cinematismo di I ordine

Ribaltamento d'angolo

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.074$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.116 / 0.255 = 0.455$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 64 / 475 = 0.135$$

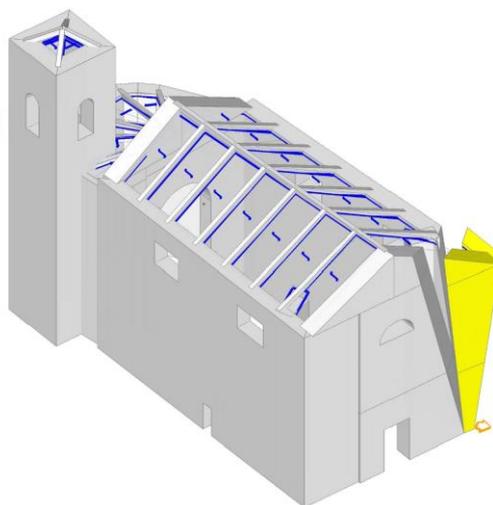


Fig. 172 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento del cantonale della facciata

Ribaltamento della parete longitudinale

In seguito al ribaltamento del cantonale della facciata, la parete laterale ha perso il vincolo laterale, e mancando l'ammorsamento sommitale, è quindi libera di muoversi. Di conseguenza, sotto l'effetto dell'accelerazione sismica perpendicolare alla parete, si è innescato un cinematismo di ribaltamento con rotazione intorno alla cerniera cilindrica ad asse orizzontale posta alla sua base.

Cinematismo di II ordine: si verifica in seguito al ribaltamento del cantonale della facciata

Ribaltamento della parete longitudinale

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.106$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.156 / 0.255 = 0.612$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 127 / 475 = 0.267$

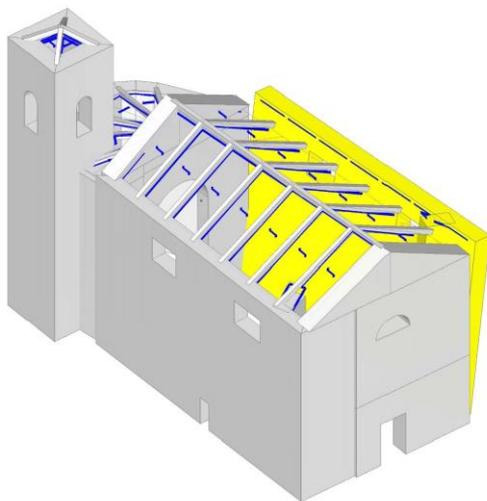


Fig. 173 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della parete longitudinale

Rototraslazione dell'abside

L'abside è ribaltata, in seguito all'accelerazione sismica, intorno ad una cerniera plastica posta alla sua base. Il cinematismo, influenzato dalla geometria dell'elemento, è riscontrabile attraverso la lettura del quadro fessurativo presente: si rilevano fessure verticali ed inclinate poste su tutto il corpo dell'abside. A questo si aggiunge un fuori piombo rilevato di circa 30 cm.

Cinematismo di I ordine

Rototraslazione dell'abside

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.129$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.197 / 0.255 = 0.773$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 237 / 475 = 0.499$$

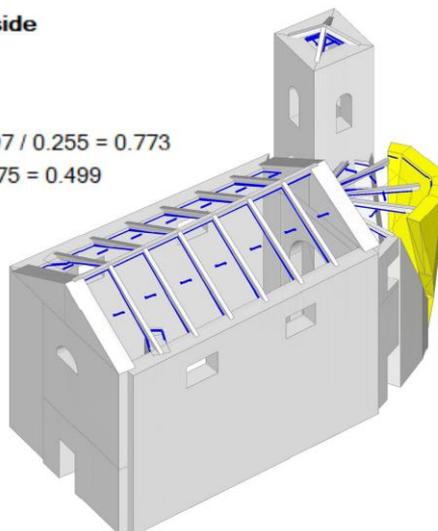


Fig. 174 - Rappresentazione tridimensionale della rototraslazione dell'abside

Meccanismo a quattro cerniere dell'arco

La verifica del meccanismo a quattro cerniere dell'arco trionfale risulta soddisfatta. In genere il cinematismo si origina nei casi in cui i piedritti dell'elemento sono snelli e gli elementi murari offrono scarsa resistenza alle sollecitazioni sismiche.

Cinematismo di I ordine

Cinematismo a quattro cerniere dell'arco

Meccanismo a quattro cerniere

$$\alpha_0 = 0.435$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.447 / 0.255 = 1.753$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$$

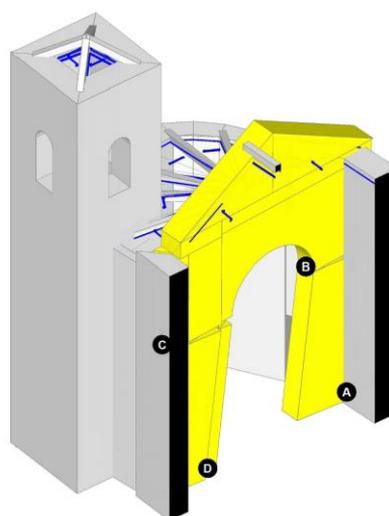


Fig. 175 - Rappresentazione tridimensionale del meccanismo a quattro cerniere dell'arco

Traslazione della cella campanaria

Il meccanismo della traslazione della cella campanaria risulta soddisfatta per la geometria stessa del macroelemento: i piedritti presentano uno spessore rilevante e sotto l'ipotesi di corpo rigido non ruotano intorno alla propria base.

Cinematismo di I ordine

Traslazione della cella campanaria

Meccanismo nel piano

$$\alpha_0 = 1.957$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.447 / 0.255 = 1.753$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$$

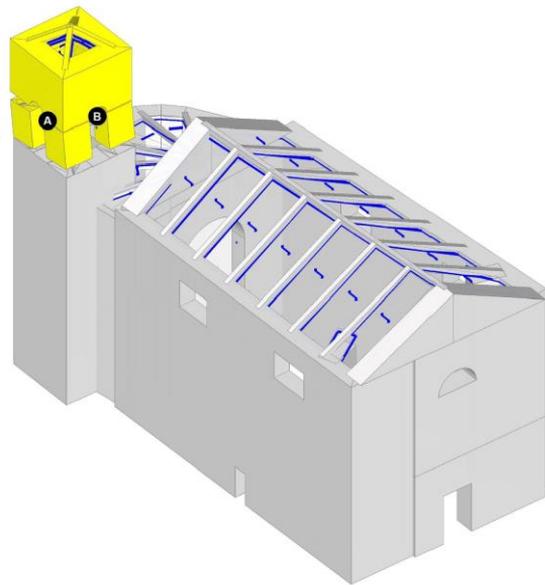


Fig. 176 - Rappresentazione tridimensionale della traslazione della cella campanaria

6.4.3. Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento tradizionale

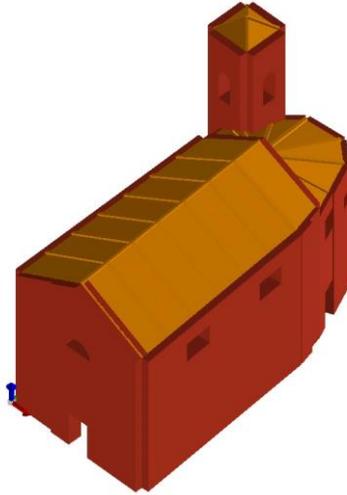


Fig. 177 - Vista solida del modello strutturale tridimensionale della fabbrica

La fabbrica muraria è stata studiata attraverso un'analisi di elastico-lineare, che ha evidenziato i valori delle tensioni di compressione e trazione agenti all'interno dei solidi murari. A questa si affianca un'analisi di tipo modale, che sottolinea come gli interventi moderni abbiano cambiato il comportamento globale dell'edificio in termini di periodi propri di vibrazione. La chiesa presenta un'unica navata costituita da murature di spessore esiguo, dato dall'esistenza di vani scale incassati nei cantonali dell'edificio. La copertura è costituita da un'orditura lignea sorretta da una serie di capriate e sorregge un carico permanente di 2 kN/m^2 , un semipermanente di 1 kN/m^2 e un carico di esercizio, dato dalla neve, di $1,5 \text{ kN/m}^2$. Le coperture sono state modellare, anche in questo caso, come elementi infinitamente deformabili nel piano. Le caratteristiche delle murature fanno riferimento alla circolare 7/2019 e sono le seguenti:

Muratura in conci sbazzati con paramenti di spessore disomogeneo:

Resistenza media a compressione (f_m) = 2 N/mm^2

Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (τ_0) = $0,35 \text{ N/mm}^2$

Valore medio del modulo di elasticità normale (E) = 1230 N/mm^2

Valore medio del modulo di elasticità tangenziale (G) = 410 N/mm^2

Peso specifico medio (w) = 20 kN/m^3

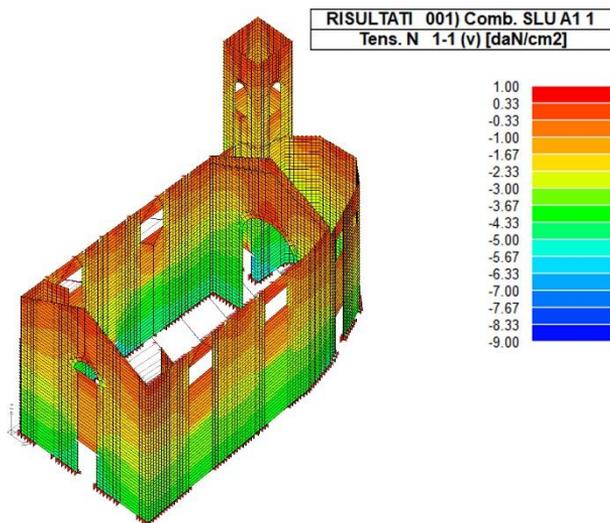


Fig. 178 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi statica

La figura rappresenta i valori di tensione di compressione che si originano nei solidi murari in seguito alla combinazione statica dei carichi, secondo la combinazione fondamentale, fornita dalla norma. La struttura è globalmente formata da due allineamenti murari in direzione longitudinale sui quali appoggiano le coperture lignee, di conseguenza, si registrano valori tensionali omogenei alla base dei maschi murari. Dall'analisi vediamo che la concentrazione maggiore di sforzi di compressione è riscontrabile alla base del campanile, per l'altezza stessa della struttura.

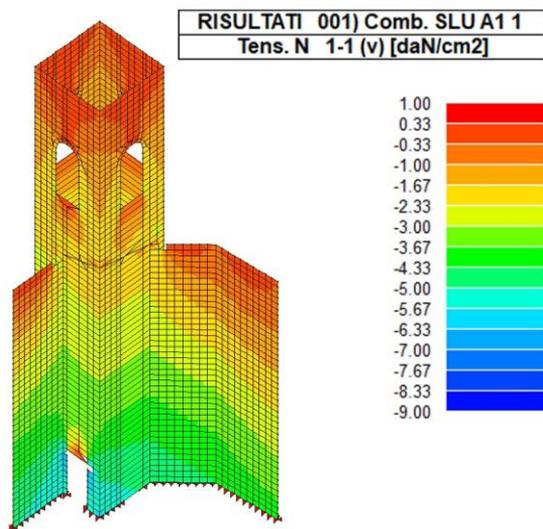


Fig. 179 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in prossimità del campanile

Adottando una scala di maggiore dettaglio notiamo che il valore massimo delle tensioni di compressione in combinazione statica dei carichi è riscontrabile alla base del campanile, dove l'entità degli sforzi è tale, in accordo con la normativa, da portare a rottura la sezione.

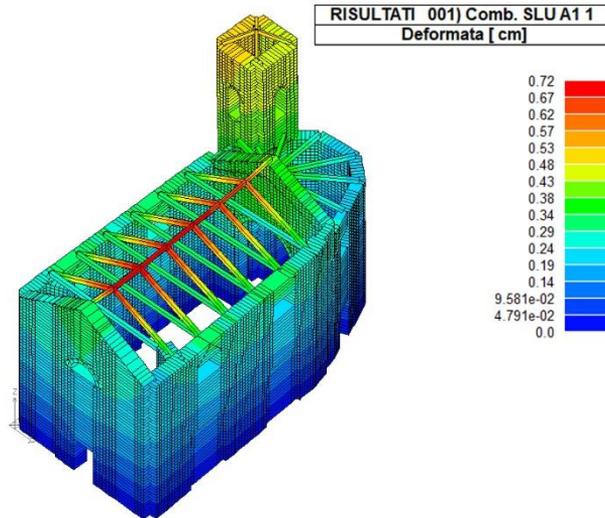


Fig. 180 - Rappresentazione delle deformazioni risultanti dall'analisi statica

La figura illustra la deformata corrispondente alla combinazione statica dei carichi dell'analisi elastica-lineare. Vediamo che gli spostamenti verticali più consistenti sono rappresentati dalla deformata delle orditure lignee

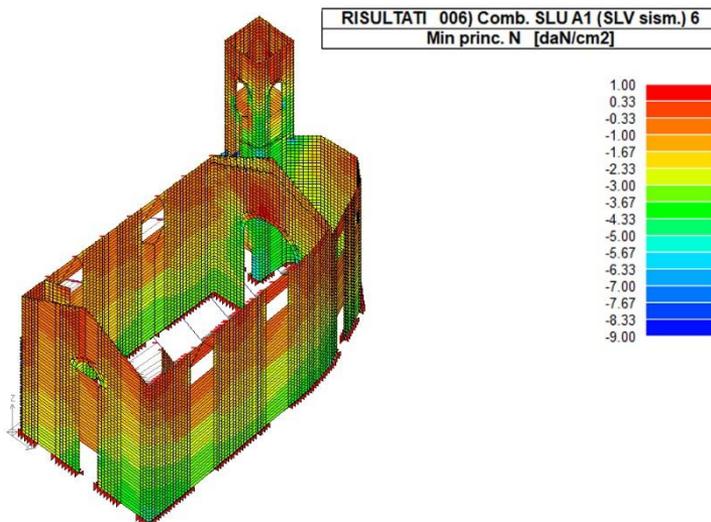


Fig. 181 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione trasversale

L'analisi elastico-lineare è stata condotta anche nella combinazione dinamica dei carichi applicando l'accelerazione sismica in direzione trasversale. I risultati della modellazione mostrano come le tensioni principali di compressione aumentano alla base di un allineamento murario e diminuiscono nell'altro, determinando contestualmente dei picchi tensionali in corrispondenza dei cantonali murari. Questo è conseguente alla presenza di limitati elementi resistenti all'interno della struttura, attraverso i quali, necessariamente, tutto il carico deve giungere a terra ed ai quali è richiesta tutta la duttilità disponibile per evitare il collasso della struttura (essendoci pochi elementi resistenti nelle due direzioni spaziali, è richiesto ad ognuno di essi la massima capacità di deformazione).

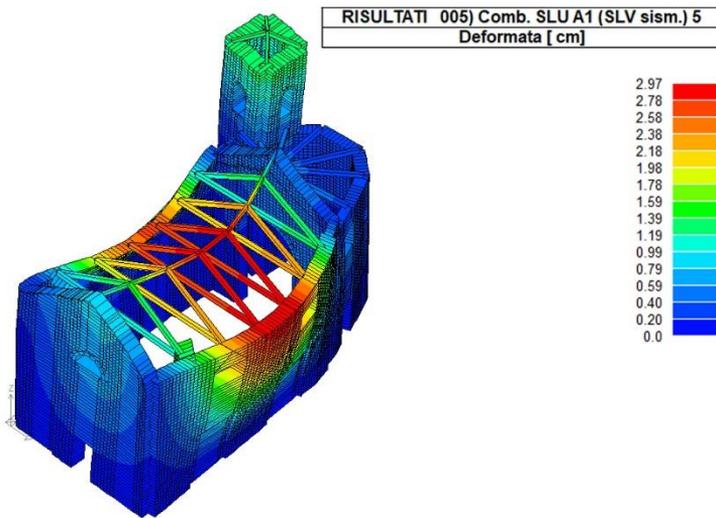


Fig. 182 - Rappresentazione delle deformazioni in combinazione dinamica dei carichi con componente prevalente del sisma in direzione trasversale

L'immagine mostra la deformata corrispondente, si registrano grandi spostamenti orizzontali in corrispondenza della sommità dei due allineamenti murari longitudinali, costituenti l'unica navata della chiesa. Il valore di deformazione ottenuto è conseguente alla grande deformabilità dei solai di copertura (ricordiamo che nella modellazione sono stati considerati come elementi infinitamente deformabili nel piano) e alla consistente distanza tra le murature di spina trasversali.

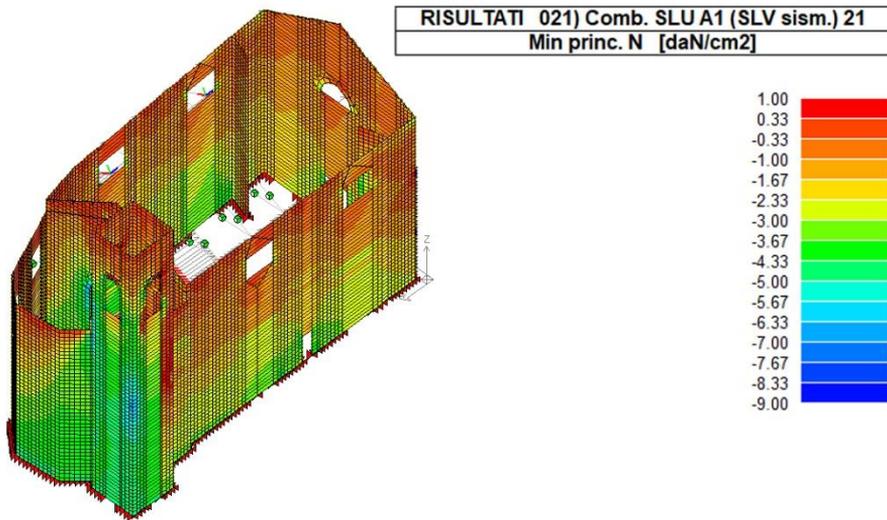


Fig. 183 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione longitudinale

L'analisi dinamica è stata condotta anche considerando la componente principale del sisma in direzione longitudinale. Dalla modellazione si ottengono i valori massimi della tensione principale di compressione in corrispondenza dei paramenti murari della base del campanile e dell'abside, sul quale si rileva un esteso quadro fessurativo. Tale risultato testimonia anche l'avvenuta formazione di un cinematismo di ribaltamento delle murature dell'abside in seguito all'effetto dell'accelerazione del sisma.

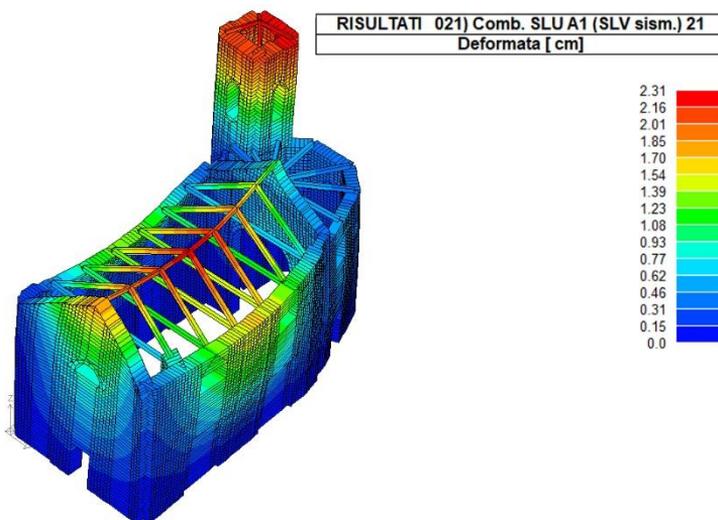


Fig. 184 - Rappresentazione delle deformazioni in combinazione dinamica dei carichi con componente prevalente del sisma in direzione longitudinale

La figura illustra la deformata corrispondente alla precedente combinazione dei carichi, che, come si ricorda, considera un valore dell'accelerazione sismica del 100% in direzione longitudinale e del 30% nella trasversale, come indicato della norma. I risultati ottenuti indicano degli spostamenti orizzontali estesi alle due direzioni: nella longitudinale dovuti alla maggiore accelerazione sismica ed in quella trasversale legati alla minore inerzia degli allineamenti murari.

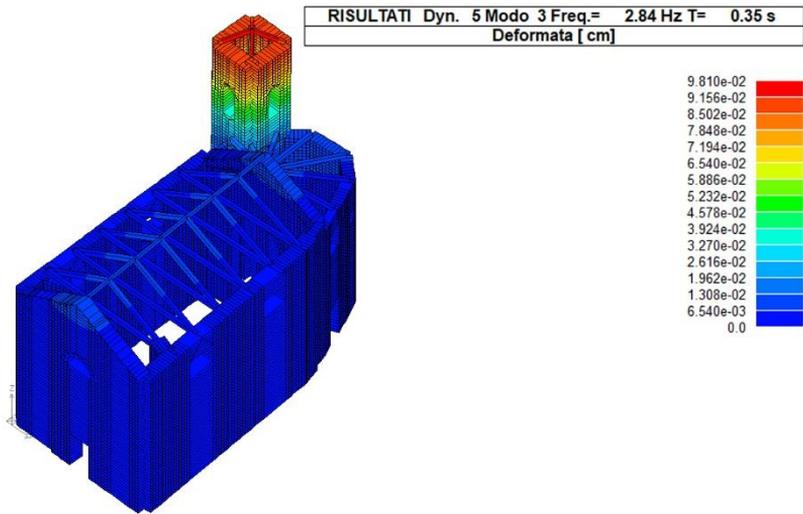


Fig. 185 - Modo di vibrare del campanile prima dell'irrigidimento in cemento armato

L'analisi modale mostra il periodo proprio di oscillazione del campanile ed è interessante notare come tale valore sia fuori dalla zona di plateau del diagramma dello spettro di risposta locale per le azioni sismiche. Questo determina una minore domanda di accelerazione sismica rispetto al resto della struttura.

6.4.4. Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento moderni

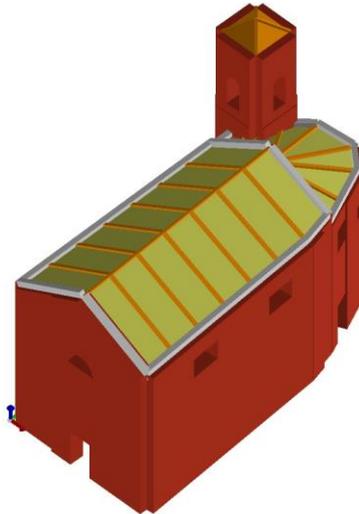


Fig. 186 - Vista solida del modello strutturale tridimensionale della fabbrica dopo la messa in opera degli interventi moderni

Tra il 1979 e la fine degli anni '90 la chiesa ha subito estesi interventi di consolidamento, tra cui il rifacimento delle coperture, l'inserimento di un cordolo cementizio di dimensione 100x45 cm e l'irrigidimento del corpo del campanile attraverso la messa in opera di pareti interne di cemento armato. Inoltre, le coperture sono state ricostruite inserendo una pesante soletta cementizia all'estradosso. Per questo motivo le orditure della copertura sono state modellate come elementi infinitamente rigidi nel proprio piano ed è stato aggiunto un carico permanente di 1,5 kN/m². L'effetto degli interventi di consolidamento moderni sul campanile è stato quello di irrigidire notevolmente l'elemento con un conseguente aumento dei carichi sismici ad esso applicati.

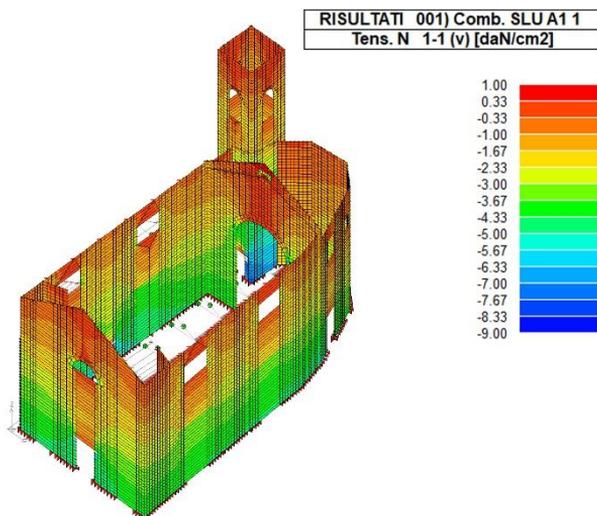


Fig. 187 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi statica in seguito agli interventi moderni

L'analisi elastico-lineare in combinazione statica dei carichi evidenzia l'incremento omogeneo delle tensioni verticali di compressione della struttura, in seguito all'aumento dei carichi delle coperture. Gli elementi più sollecitati dell'edificio risultano essere i maschi murari del campanile, in particolare nelle zone basamentali, sopra le quali l'orditura dell'abside scarica parte dei carichi della copertura.

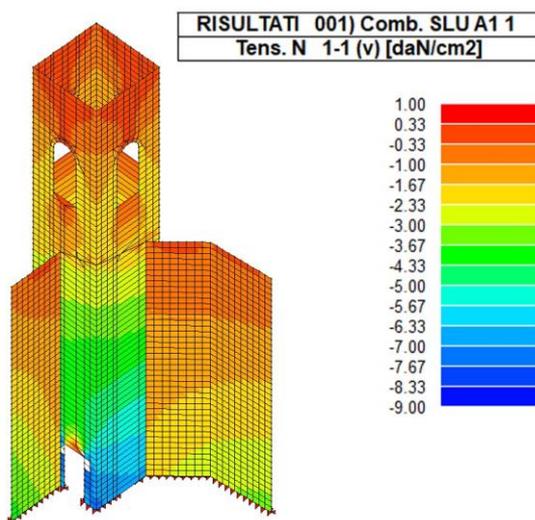


Fig. 188 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in prossimità del campanile

La figura illustra, ad una scala di maggiore dettaglio, gli elementi maggiormente sollecitati dell'analisi statica. Come è possibile notare, la zona basamentale del campanile presenta un valore più alto delle tensioni principali di compressione.

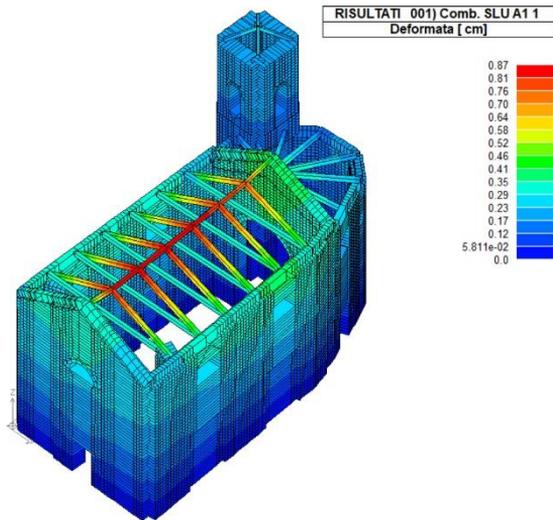


Fig. 189 - Rappresentazione delle deformazioni risultanti dall'analisi statica

L'immagine descrive lo stato deformativo della struttura, corrispondente alla combinazione fondamentale dei carichi, così come indicata dalla normativa. Si nota una diminuzione dello spostamento verticale dovuta all'inerzia del cordolo.

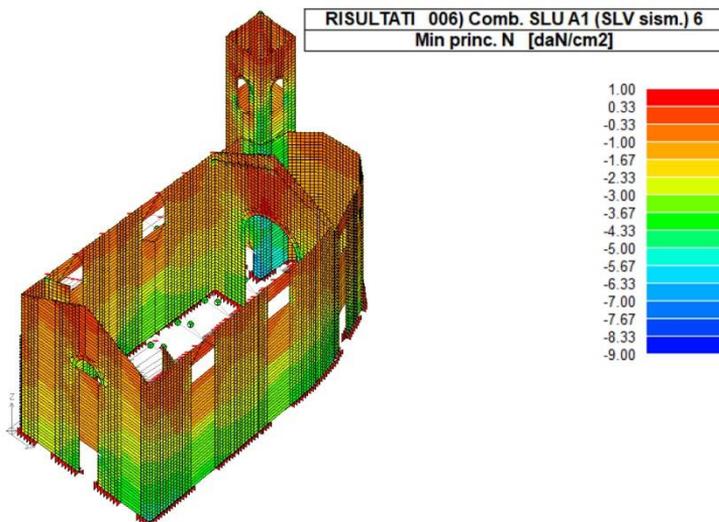


Fig. 190 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione trasversale in seguito alla messa in opera degli interventi moderni

È stata condotta l'analisi elastico-lineare dinamica per valutare la variazione del comportamento meccanico della struttura, in seguito della messa in opera degli interventi di consolidamento moderni, sotto l'effetto dell'accelerazione sismica, in questo caso in direzione prevalentemente trasversale. Data la presenza esigua di elementi verticali resistenti, si registra un notevole aumento delle tensioni in corrispondenza delle basi degli allineamenti murari della navata. Si ha, inoltre, un incremento degli sforzi di compressione nella parte basamentale del campanile.

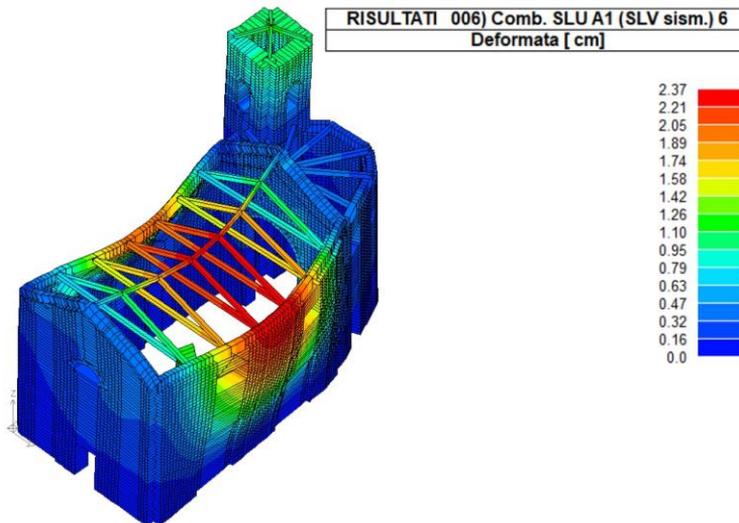


Fig. 191 - Rappresentazione delle deformazioni in combinazione dinamica dei carichi con componente prevalente del sisma in direzione trasversale

La deformata, relativa alla precedente combinazione sismica di carico, mostra una diminuzione degli spostamenti orizzontali in corrispondenza delle orditure lignee. Tale effetto è determinato dall'irrigidimento dei solai di copertura, e dall'inserimento del cordolo cementizio, che costituisce un vincolo per le murature sottostanti. Quindi, si riscontra ancora una volta che l'inserimento di sistemi controventanti e di cordoli leggeri determinano un miglioramento del comportamento meccanico globale della fabbrica storica in cui vengono messi in opera.

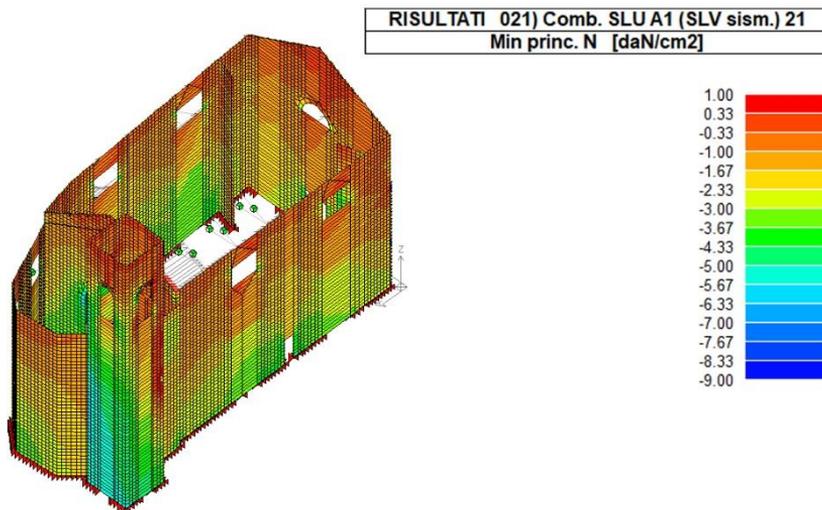


Fig. 192 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione longitudinale

L'analisi ha preso in considerazione gli effetti del sisma anche in direzione longitudinale, sempre secondo la normativa vigente. Si nota infatti un notevole aumento delle tensioni principali di compressione nei maschi murari del campanile, soprattutto in prossimità dei paramenti del cantonale murario vicino l'abside, dovute principalmente all'aumento dei carichi permanenti in copertura.

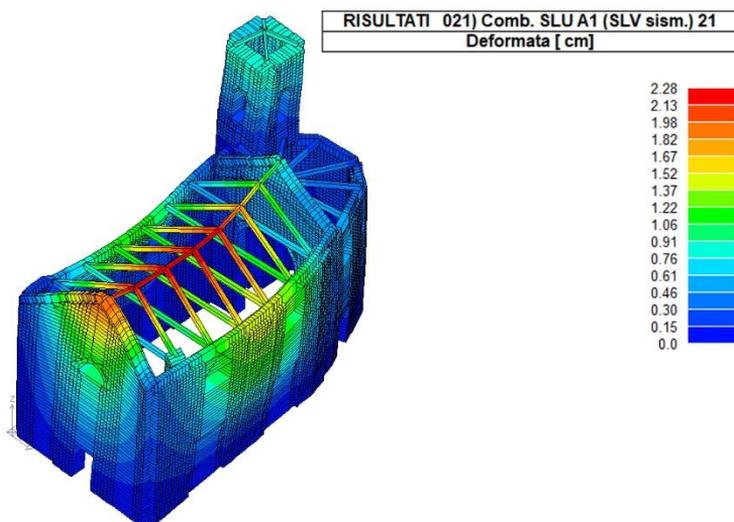


Fig. 193 - Rappresentazione delle deformazioni in combinazione dinamica dei carichi con componente prevalente del sisma in direzione longitudinale

La figura illustra la deformata relativa alla precedente combinazione sismica dei carichi. Si nota, anche in questo caso, una diminuzione dello spostamento sommitale della struttura, determinato dall'irrigidimento delle orditure lignee di copertura.

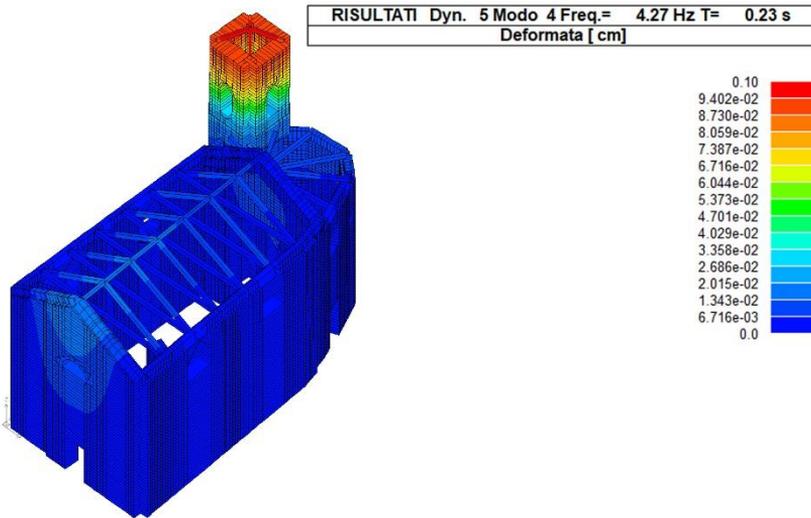


Fig. 194 - Modo di vibrare del campanile in seguito all'irrigidimento in cemento armato

L'irrigidimento dovuto alla messa in opera, in epoca contemporanea, delle pareti in cemento armato all'interno del campanile ha determinato una diminuzione del periodo proprio di vibrare dell'elemento. Questo fa sì che la domanda di accelerazione sismica aumenti e diventi dello stesso valore di quella agente sul resto della struttura. La conseguenza diretta dell'intervento è l'aumento del carico sismico agente sull'elemento sia in direzione trasversale che longitudinale.

6.5. Chiesa di Santa Maria Argentea a Norcia (PG)

6.5.1. Descrizione della fabbrica e delle sue principali fasi storiche

La concattedrale di Santa Maria Argentea è uno degli edifici che caratterizza la piazza maggiore di Norcia, insieme alla cattedrale di San Benedetto e al Municipio. Eretta tra il 1560 e il 1574, la costruzione è il risultato di vari rifacimenti e trasformazioni avvenuti nel corso dei secoli per far fronte a danni e crolli dovuti ai terremoti che hanno da sempre interessato la città. In seguito al sisma del centro Italia del 2016 l'edificio ha subito ingenti danni, perdendo completamente la copertura e importanti porzioni murarie.

L'area su cui sorge l'attuale chiesa ospita diverse preesistenze; già in età romana vi si trovava un tempio pagano dedicato alla Dea Fortuna Argentea, convertito nel III secolo al culto cristiano e consacrato con il nome di basilica Argentea dal vescovo di Foligno San Feliciano. Tale costruzione, di cui non si hanno notizie certe sulla tipologia architettonica, aveva successivamente lasciato il posto a una pieve altomedievale, che conservava sempre il nome di Santa Maria Argentea, poi demolita per realizzare nel 1554 la vicina rocca della Castellina (progettata dall'architetto Jacopo Barozio detto il Vignola) per volere del papa Giulio III e, pochi anni più tardi, la nuova chiesa²⁰⁴.

La facciata è in pietra locale facciavista con tetto a capanna; è caratterizzata da un portale con timpano superiore e imposte lignee datate 1576, un rosone centrale (tamponato nel 1703 e riaperto negli anni '80 del 900), due nicchie laterali in linea con due monofore superiori, due lesene alle estremità. Il prospetto est della chiesa presenta un muro a scarpata, realizzato in seguito ai terremoti del 1703 e del 1730, e un portale ogivale gotico, unico elemento di recupero proveniente dalla pieve abbattuta. Sul lato ovest si trova la torre campanaria: il completamento di quest'ultima risale al 1869 e presenta una pianta quadrata con basamento in pietra e spiccato in pietra locale facciavista in linea con la facciata. Si tratta del quinto campanile della chiesa di cui si ha memoria, ricostruito dopo che l'ultimo, circa dieci anni prima, era crollato in seguito a uno dei numerosi eventi sismici. Tutte le pareti della chiesa presentano muratura a sacco con rivestimento lapideo in conci squadriati. I crolli di molti paramenti avvenuti nel 2016 hanno messo in luce la totale assenza di collegamento trasversale fra gli elementi di rivestimento e il sacco interno.

All'interno la struttura è ripartita in tre navate con ampie arcate longitudinali e impianto monoabsidato; entrambe le navate laterali terminano con due cappelle, ancora in opera

²⁰⁴ TOSCANO *et al.* 1977

ma fortemente danneggiate. La navata centrale era sormontata da una copertura piana realizzata nel 1960, mentre le navate laterali presentavano volte in pietra poggianti su pilastri costituiti da blocchi squadrati e intonacati. L'apparato decorativo presente fino a prima dei crolli del 2016 risaliva al XVIII secolo ed era in stile neoclassico.

Di seguito si riportano le principali fasi storiche sintetizzate in 4 macrofasi:

- Fase 1: 1560 – 1703

La costruzione del primo impianto della chiesa di Santa Maria Argentea, per opera dell'architetto Bastiano Perosino, si protrasse per molti anni a causa delle limitate risorse economiche e delle pause obbligate durante i periodi invernali. La prima pietra venne posta in opera nel 1560 (la benedizione da parte del Vicario Generale di Spoleto riporta la data 23 settembre 1560), e la costruzione venne completata dopo oltre 10 anni. Di questo impianto non resta nulla a causa dei crolli subiti durante il terremoto del 1703. Le fonti descrivono comunque un edificio a navata unica con volta a botte orientato come oggi, con la facciata principale rivolta verso la piazza; le dimensioni in pianta erano di 120 per 100 palmi, sostanzialmente le stesse che sono state riprese durante le varie trasformazioni della fabbrica nell'arco dei secoli²⁰⁵. Da subito si era qualificata come Collegiata: in un primo momento era stata arredata con elementi recuperati dall'antica pieve, ma tra la fine del XVI secolo e il 1703 il corpo della chiesa si era arricchito di numerose cappelle e altari (che dovevano essere 10 fino a prima del crollo),²⁰⁶ a testimoniare la grande importanza che aveva la chiesa per la città. Il primo campanile edificato, a vela, si trovava nella parte meridionale, differentemente dalla posizione attuale. Solo pochi anni prima del terremoto del 1703 si era proceduto a costruire un nuovo campanile a torre, poi distrutto insieme al resto della fabbrica. La relazione del governatore di Terni Mons. Pietro Decarolis, inviato come commissario apostolico nei luoghi colpiti dal sisma, riporta: “[...] la chiesa parrocchiale, Collegiata e Matrice detta di S. Maria, la quale restò danneggiata nella forma seguente. Li muri principali che la circondavano fino alli capitelli dove posava la volta sono in piedi ma indeboliti; il campanile con tre campane profondato sopra l'altare maggiore; sotto le cui rovine fu cavata intatta la pisside; la sagrestia affatto diruta”²⁰⁷.

²⁰⁵ *Ibidem*

²⁰⁶ EUSEBIO SEVERINI 1993

²⁰⁷ PATRIZI FORTI 1869, p. 614

- Fase 2: 1703 - 1730

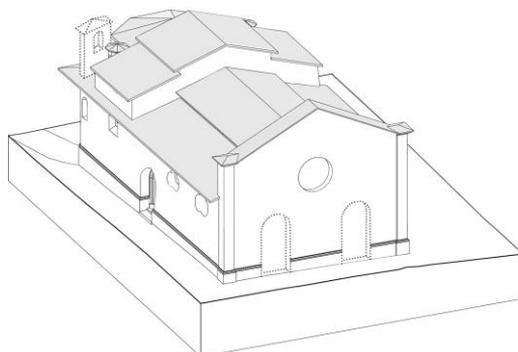


Fig. 195 - Seconda configurazione architettonica

Subito dopo il crollo del 1703 la chiesa venne ricostruita per volere del Pref. Mons. Flavio Rovizza su progetto dell'architetto Bufalini, che articolò la pianta con 3 navate sostenute da 3 archi e volte in copertura. Una visita pastorale del Lascaris nel 1712 descrive infatti 3 ingressi, di cui 2 sul prospetto principale e uno sul prospetto longitudinale sinistro (in corrispondenza di quello ancora oggi apprezzabile), e 6 altari interni. Come accennato furono coinvolti nel progetto il recupero e il restauro delle uniche parti sopravvissute al terremoto, ovvero l'abside e le due cappelle alla sinistra e alla destra di essa, intitolate alla Madonna della Misericordia e a San Giuseppe. Il crollo della torre campanaria solo pochi anni prima edificata e distrutta nel 1703 lasciò il posto per un nuovo campanile, a vela come la prima conformazione, nuovamente nella parte posteriore della fabbrica. Il terremoto del 1730 investì nuovamente la struttura ma non provocò danni così importanti da renderla inagibile.

- Fase 3: 1730 - 1958

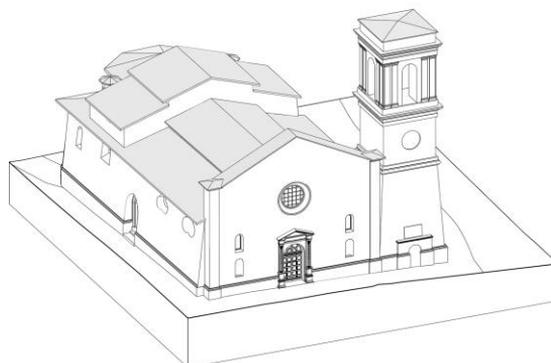


Fig. 196 - Terza configurazione architettonica

I danni maggiori subiti a fronte del terremoto del 1730 interessarono prevalentemente le murature perimetrali, il tetto e la sagrestia. In particolar modo erano state le murature dei lati longitudinali ad entrare in sofferenza: per questo vennero irrigidite con la realizzazione della speronatura continua con geometria a scarpa ancora rilevabile sul lato orientale. Nel 1735 doveva essere “riedificata [...] con muri speronati di pietre travertine tagliate a scalpello, per le beneficenze di Clemente XII”²⁰⁸.

Venne inoltre rimossa la volta della navata centrale e sostituita con un solaio piano decorato con stucchi, ad opera dell’architetto Gaetano Maggi. Le volte laterali vennero invece restaurate, come pure la sagrestia. Nel 1770 iniziarono i lavori per la realizzazione di un nuovo altare maggiore in marmi policromi, distrutto intorno al 1960 in seguito alle nuove direttive liturgiche. Di tale opera rimangono solo la mensa e le volute laterali dei plinti, recuperati dopo il sisma del 2016.

Durante il sisma del 1859 l’unico crollo fu nuovamente quello del campanile, ma la fabbrica non subì danni. Divenne l’occasione per procedere alla progettazione e alla realizzazione di un nuovo campanile a torre sul prospetto ovest della chiesa e in linea con la facciata, quello ancora oggi in opera. Sul basamento è esposta un’epigrafe che data la sua conclusione al 1869.

Non ci sono notizie relative ad importanti interventi fino al 1958, anno in cui venne nuovamente interessata da un terremoto.

- Fase 4: 1958 – oggi

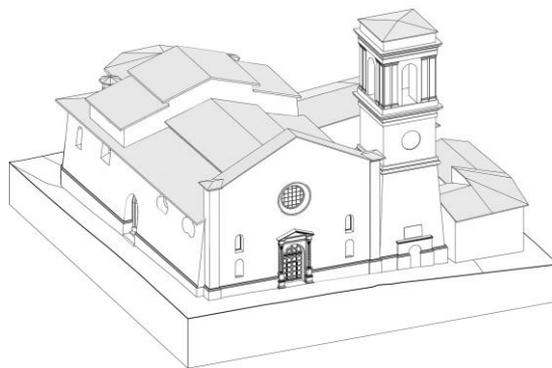


Fig. 197 - Quarta configurazione architettonica

²⁰⁸ PATRIZI FORTI 1869, p. 641

Nel 1958 crollò il soffitto in canniccio della navata centrale. I lavori di restauro interessarono la fabbrica per i successivi 10 anni, durante i quali venne ricostruito il plafone di copertura dell'aula con soffitto piano in laterocemento, sostituita la copertura, anch'essa in laterocemento, e inserito un cordolo in cemento armato alto circa 70 cm. Su una porzione di quest'ultimo si legge ancora oggi incisa la data 1960.

Il grave sisma del 1979 della Valnerina colpì nuovamente la struttura, ma non provocò grandi danni; in questa occasione gli interventi di consolidamento si concentrarono sul rinforzo dei pilastri della navata tramite l'applicazione di calastrellature metalliche, interrotti nella parte basamentale marmorea; nel 2001 una successiva campagna di restauro è intervenuta sull'apparato decorativo degli interni e sull'inserimento del pavimento in marmi policromi ancora *in situ*.

L'ultimo terremoto del 2016 ha colpito nuovamente la fabbrica, questa volta provocando il crollo di oltre il 50% della struttura e il serio danneggiamento delle parti restanti. In particolare si sono verificati:

- crollo di tutta la parte superiore della facciata;
- crollo di tutta la copertura dell'aula, delle volte, del controsoffitto piano e della parte superiore dei pilastri delle 3 navate;
- lesioni, distacchi e crolli della cella campanaria;
- espulsione di rivestimenti lapidei sul prospetto principale e sul prospetto est;
- danneggiamento della zona absidale e delle cappelle di fondo.

Ad oggi la chiesa risulta inagibile.

6.5.2. Le trasformazioni costruttive in relazione al comportamento strutturale: studio cinematico speditivo

Lo studio dei paramenti murari mette subito in evidenza, in questo caso, una muratura diffusa con scarsissime qualità meccaniche: è infatti costituita da elementi resistenti annegati nella malta in modo disordinato e incoerente. L'analisi degli indici IQM restituisce una caratteristica a compressione dei paramenti estremamente limitata. Per questo l'analisi cinematica, nel caso di cinematismi di ribaltamento, ha tenuto conto dell'arretramento delle cerniere cilindriche considerando la muratura come materiale con resistenza a compressione finita. Legare gli indici I.Q.M. con l'analisi cinematica ha permesso di avere un diretto riscontro del modello analitico con il quadro fessurativo presente, delineando, insieme alla gerarchizzazione dei meccanismi attraverso l'analisi evolutiva del dissesto (A.E.D.), la dinamica del crollo diffuso della struttura. Di seguito l'analisi dell'indice IQM valido per tutte le murature presenti.

Muratura in pietrame disordinato:

Parametri della regola dell'arte

- O.R. Orizzontalità dei filari
- P.D. Presenza di diafani o ingranamento trasversale
- F.EL. Forma degli elementi resistenti
- S.G. Sfalsamento dei giunti verticali
- D.EL. Dimensione degli elementi resistenti
- M.A. Qualità della malta
- RE.EL. Qualità degli elementi resistenti

Giudizio sui parametri

- R. Parametro rispettato
- P.R. Parametro parzialmente rispettato
- N.R. Parametro non rispettato

$$I.Q.M. = RE.EL. \times (O.R. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + M.A.)$$

| PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE | | | | | | | | | |
|----------------------------------|------------------|------|----|------------------------|------|----|------------------|------|----|
| | AZIONI VERTICALI | | | AZIONI FUORI DAL PIANO | | | AZIONI NEL PIANO | | |
| | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. | N.R. | P.R. | R. |
| O.R. | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 | 0 | 0,5 | 1 |
| P.D. | 0 | 1 | 1 | 0 | 1,5 | 3 | 0 | 1 | 3 |
| F.EL. | 0 | 1,5 | 3 | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 |
| S.G. | 0 | 0,5 | 1 | 0 | 0,5 | 1 | 0 | 1 | 2 |
| D.EL. | 0 | 0,5 | 1 | 0 | 0,5 | 1 | 0 | 0,5 | 1 |
| M.A. | 0 | 0,5 | 2 | 0 | 0,5 | 1 | 0 | 1 | 3 |
| RE.EL. | 0 | 0,7 | 1 | 0,5 | 0,7 | 1 | 0,3 | 0,7 | 1 |



| CATEGORIA | AZIONI VERTICALI | AZIONI NEL PIANO | AZIONI FUORI PIANO |
|---------------------|---------------------------|------------------------------|----------------------------|
| IQM | o | o | o |
| METODO PUNTEGGI | C | C | C |
| LMT (Sezione) | - | - | - |
| PARAMETRI MECCANICI | Resistenza a compressione | Modulo di elasticità normale | Resistenza a taglio |
| VALORE ASSUNTO | $f_m = 1 \text{ N/mm}^2$ | $E = 870 \text{ N/mm}^2$ | $T_o = 1.8 \text{ N/cm}^2$ |

$$\begin{cases} f_{min} = 1.036e^{0.1961x} = 1.04 \text{ MPa} \\ f_{med} = 1.4211e^{0.1844x} = 1.42 \text{ MPa} \\ f_{max} = 1.8021e^{0.1775x} = 1.80 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_{min} = 599.03e^{0.1567x} = 600 \text{ MPa} \\ E_{med} = 731.51e^{0.1548x} = 731 \text{ MPa} \\ E_{max} = 863.74e^{0.1535x} = 864 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$con x = I.Q.M.V = 0$$

$$\begin{cases} \tau_{0,min} = 0.0003x^2 + 0.0066x + 0.0143 = 0.0143 \text{ MPa} \\ \tau_{0,med} = 0.0005x^2 + 0.0086x + 0.0189 = 0.0189 \text{ MPa} \\ \tau_{0,max} = 0.0006x^2 + 0.0107x + 0.0234 = 0.0234 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{min} = 204.5e^{0.1464x} = 238 \text{ MPa} \\ G_{med} = 247.62e^{0.1457x} = 289 \text{ MPa} \\ G_{max} = 290.56e^{0.1452x} = 338 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$con x = I.Q.M.NP = 0$$

Per le modellazioni di tipo cinematico e elastico lineare sono stati adottati, in accordo con le precedenti valutazioni e con la normativa vigente:

Resistenza media a compressione (f_m) = 1 N/mm²

Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (τ_o) = 0,018 N/mm²

Valore medio del modulo di elasticità normale (E) = 870 N/mm²

Valore medio del modulo di elasticità tangenziale (G) = 290 N/mm²

Ribaltamento dell'abside

La verifica a ribaltamento dell'abside risulta soddisfatta per le caratteristiche geometriche stesse delle murature, in quanto l'enorme spessore degli elementi fa sì che il meccanismo non si inneschi con un sisma di accelerazione tipica di sito.

Cinematismo di I ordine

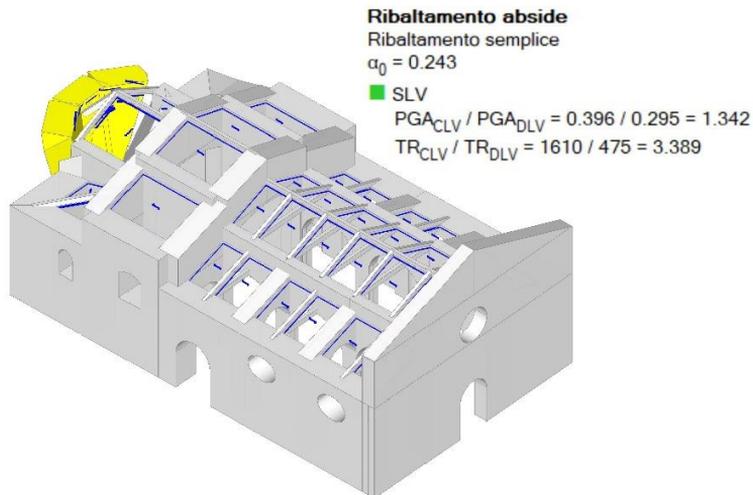


Fig. 198 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento dell'abside

Rottura nel piano della facciata

Risulta soddisfatta anche la verifica di rottura a taglio nel piano della facciata. Il meccanismo si origina in presenza di fasce laterali tozze non collegate fra loro. Il comportamento delle fasce laterali tozze è simile a quello di due setti murari indipendenti.

Cinematismo di I ordine

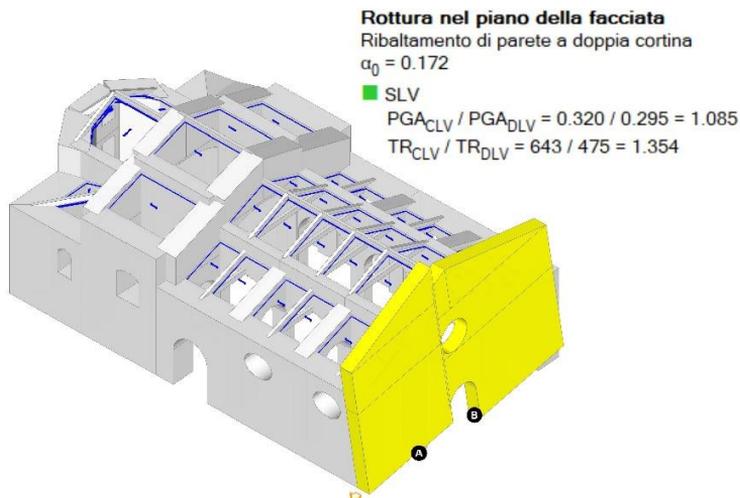


Fig. 199 - Rappresentazione tridimensionale del meccanismo di rottura nel piano della facciata

Ribaltamento della facciata

La formazione del meccanismo è dovuta al mancato ammassamento murario della facciata con le pareti longitudinali delle navate e all'inefficace collegamento della stessa alla copertura lignea. L'elemento murario, ricevendo dall'azione sismica un'accelerazione perpendicolare ad esso, ha ribaltato, formando alla sua base una cerniera cilindrica orizzontale.

Cinematismo di II ordine: successivo al crollo delle coperture

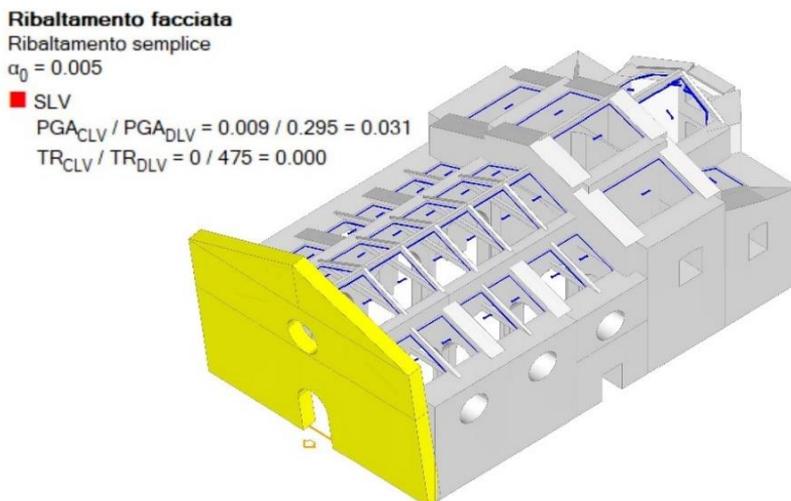


Fig. 200 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della facciata

Ribaltamento della sommità della facciata

Il meccanismo si attiva in seguito alla spinta perpendicolare alla facciata generata dall'accelerazione del sisma. La cerniera cilindrica intorno alla quale il solido murario ruota rappresenta una discontinuità di tipo meccanico all'interno della facciata. Il crollo della copertura ha fatto sì che venisse meno il vincolo sommitale dell'elemento, facendo attivare il meccanismo con un valore del moltiplicare di collasso più basso.

Cinematismo di II ordine: successivo al crollo delle coperture

Ribaltamento sommità facciata
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.079$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.094 / 0.295 = 0.319$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 30 / 475 = 0.063$

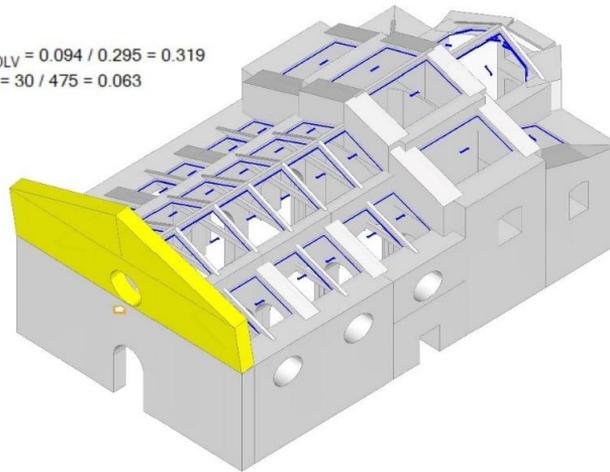


Fig. 201 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della sommità della facciata

Ribaltamento della parete est del transetto

Il cinematismo si origina per la mancanza di ammortatura muraria della parete laterale del transetto con le pareti trasversali ad essa. L'accelerazione del sisma ha generato una forza d'inerzia perpendicolare all'elemento murario, che ha causato il ribaltamento dello stesso intorno alla cerniera cilindrica orizzontale alla base.

Cinematismo di II ordine: successivo al crollo delle coperture

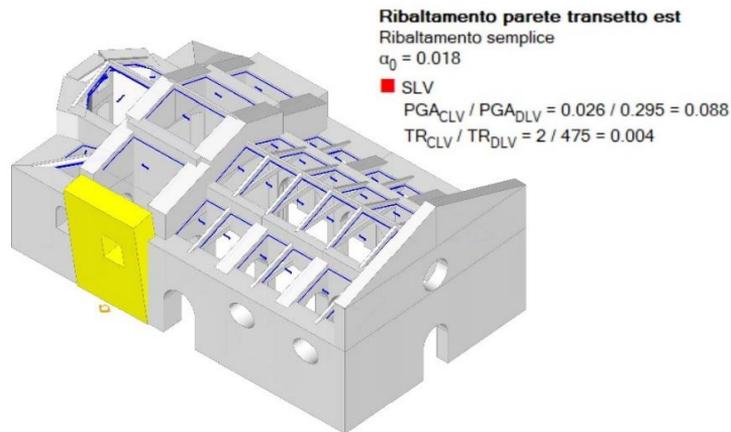


Fig. 202 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della parete est del transetto

Ribaltamento della parete ovest del transetto

Il cinematismo ha le stesse caratteristiche e segue la stessa dinamica del ribaltamento della parete est del transetto.

Cinematismo di I ordine

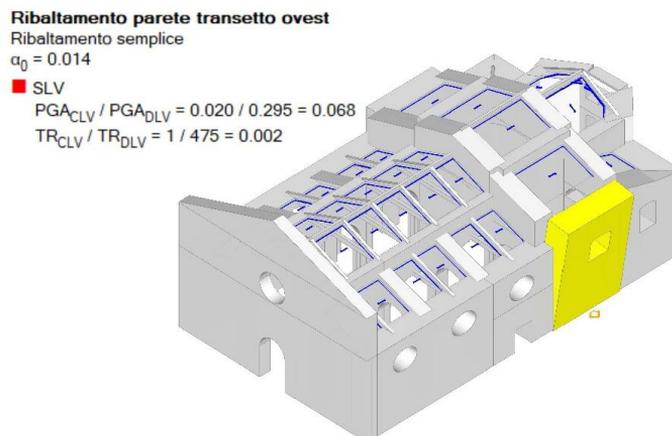


Fig. 203 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento ovest del transetto

Ribaltamento della parete est

Il meccanismo si sviluppa in modo analogo al ribaltamento di facciata: la parete si comporta meccanicamente come una mensola verticale che sotto l'ipotesi di corpo rigido finitamente resistente, ruota intorno alla cerniera cilindrica orizzontale che si forma a terra. L'attivazione è influenzata dalla presenza degli archi spingenti della navata laterale.

Cinematismo di II ordine: successivo al crollo della copertura

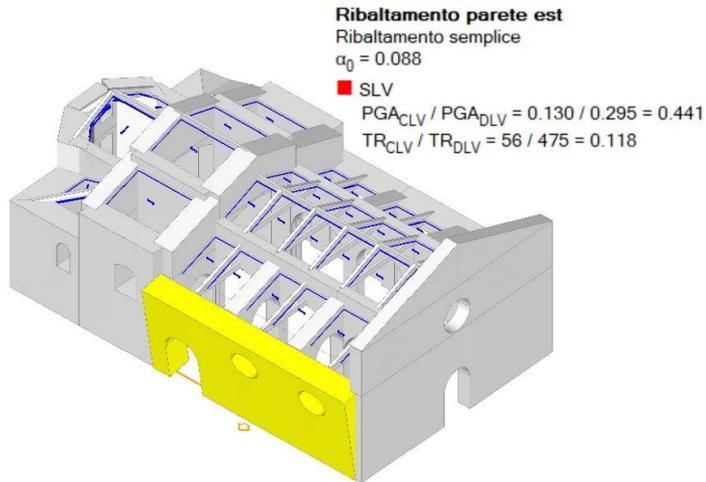


Fig. 204 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della facciata est

Ribaltamento della parete ovest

Il cinematismo ha le stesse caratteristiche e segue la stessa dinamica del ribaltamento della parete est.

Cinematismo di II ordine: successivo al crollo delle coperture

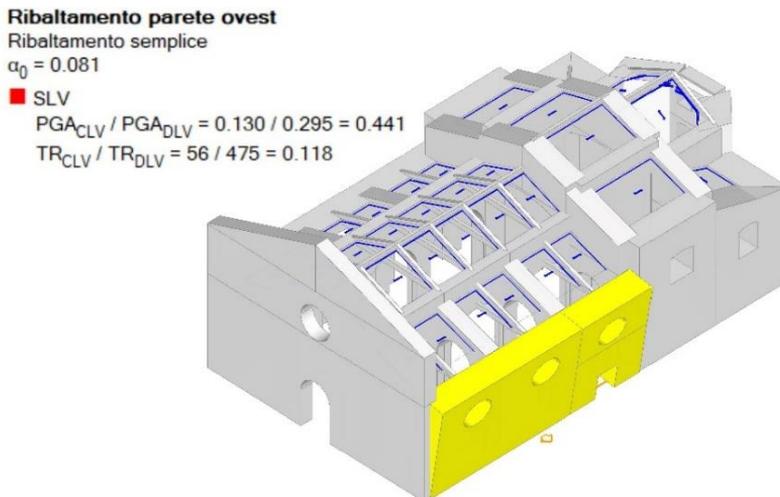


Fig. 205 - Rappresentazione tridimensionale del ribaltamento della facciata ovest

Ribaltamenti delle murature senza intervento di speronatura

L'ispessimento della muratura avviene nel corso del XVIII secolo in seguito all'instabilità del paramento murario. Sono state condotte delle verifiche pre-intervento per poter effettuare il confronto con le precedenti analisi e mettere in evidenza il miglioramento strutturale apportato.

Ribaltamento della parete est

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.055$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.082 / 0.295 = 0.278$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 23 / 475 = 0.048$$

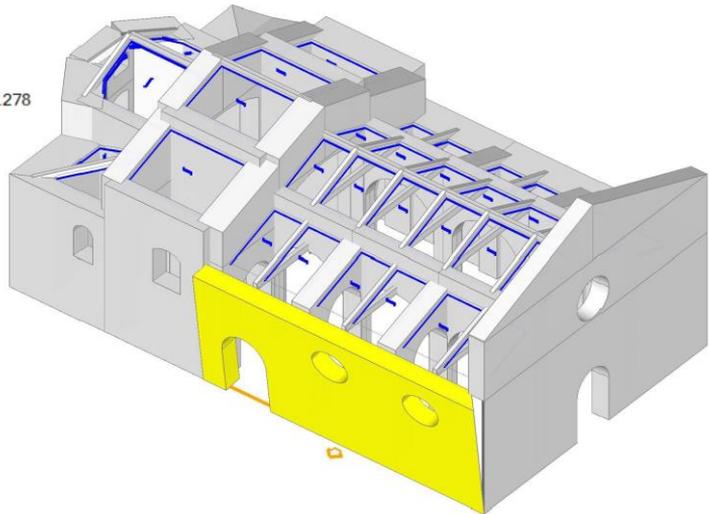


Fig. 206 - Ribaltamento della facciata est prima della messa in opera della speronatura

Ribaltamento della parete est del transetto

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.010$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.016 / 0.295 = 0.054$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1 / 475 = 0.002$$

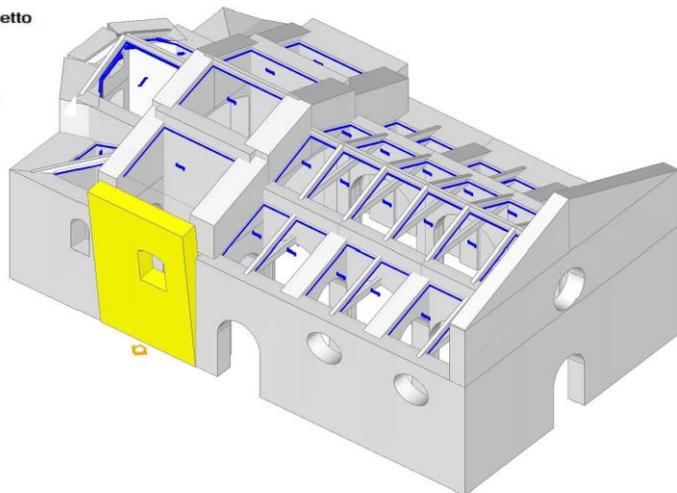


Fig. 207 - Ribaltamento della facciata est del transetto prima della messa in opera della speronatura

Meccanismo a quattro cerniere dell'arco della navata laterale

La verifica del meccanismo, utilizzando i principi dell'analisi cinematica classica, è soddisfatta. In generale il meccanismo si origina nei casi in cui i piedritti dell'arco sono snelli e gli elementi murari laterali offrono scarsa resistenza.

Adottando una resistenza finita della muratura e considerando l'aumento di tensioni alla base dei pilastri, in seguito alla messa in opera degli angolari in ferro, la verifica del cinematismo non risulta soddisfatta. Di conseguenza, applicando la metodologia dell'analisi evolutiva del dissesto è possibile porre questo cinematismo al primo ordine, come principio del crollo della copertura.

Cinematismo di I ordine

Meccanismo a quattro cerniere navata laterale

Meccanismo a quattro cerniere

$$\alpha_0 = 0.186$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.312 / 0.295 = 1.058$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 586 / 475 = 1.234$$

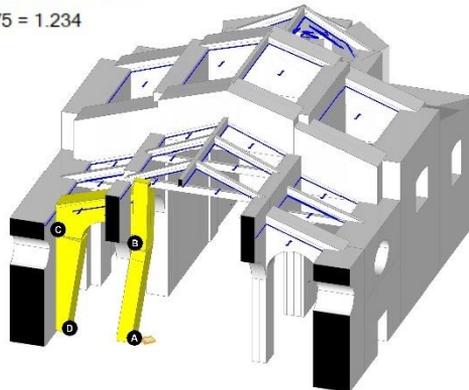


Fig. 208 - Rappresentazione del meccanismo a quattro cerniere dell'arco della navata laterale

Meccanismo a quattro cerniere del colonnato

Anche per questo cinematismo la verifica risulta soddisfatta, se si considera l'ipotesi di corpo rigido. Nella modellazione sarebbe opportuno considerare le spinte derivate dal trascinamento degli elementi murari di contorno, come la facciata e l'arco trionfale.

Cinematismo di II ordine

Meccanismo a quattro cerniere colonnato

Meccanismo a quattro cerniere

$\alpha_0 = 0.241$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.380 / 0.295 = 1.288$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1317 / 475 = 2.773$

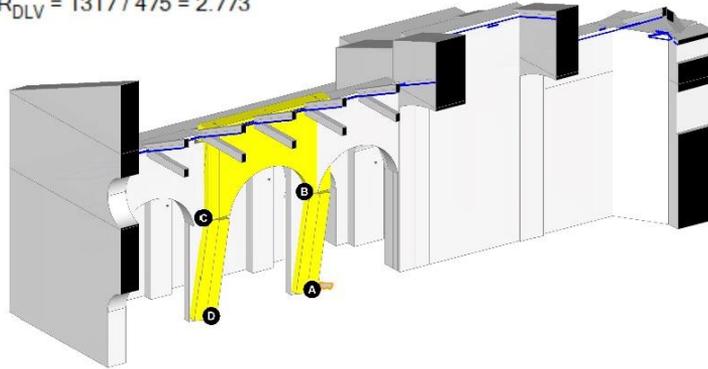


Fig. 209 - Rappresentazione del meccanismo a quattro cerniere dell'arco della navata centrale

6.5.3. Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento tradizionali

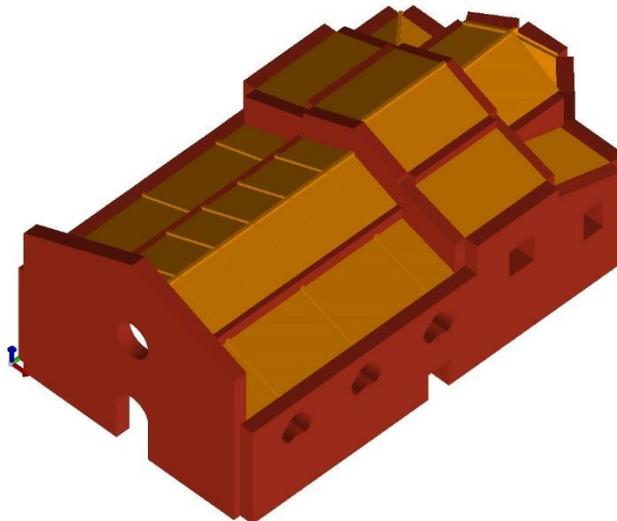


Fig. 210 - Vista solida del modello strutturale tridimensionale della fabbrica

È stata effettuata, anche in questo caso, un'analisi globale elastico-lineare della fabbrica, grazie alla quale è stato possibile delineare l'andamento tensionale all'interno dei solidi murari. Il comportamento meccanico analizzato deriva da una combinazione di carico sia di tipo statico che di tipo sismico. La chiesa presenta tre navate, una centrale con un soffitto piano e due laterali coperte da volte in muratura. La copertura è in legno, caratterizzata da un carico permanente di 2 kN/m^2 ed uno di esercizio di $1,8 \text{ kN/m}^2$. Anche in questo caso, il solaio è stato modellato come un elemento infinitamente deformabile nel piano, essendo costituito da un'orditura primaria e secondaria in legno e da un piano in tavole di cotto. Le caratteristiche della muratura fanno sempre riferimento alla circolare ministeriale n. 7/2019 e nel caso specifico sono le seguenti:

Muratura in pietrame disordinata

Resistenza media a compressione (f_m) = 1 N/mm^2

Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (τ_o) = $0,018 \text{ N/mm}^2$

Valore medio del modulo di elasticità normale (E) = 870 N/mm^2

Valore medio del modulo di elasticità tangenziale (G) = 290 N/mm^2

Peso specifico medio (w) = 19 kN/m³

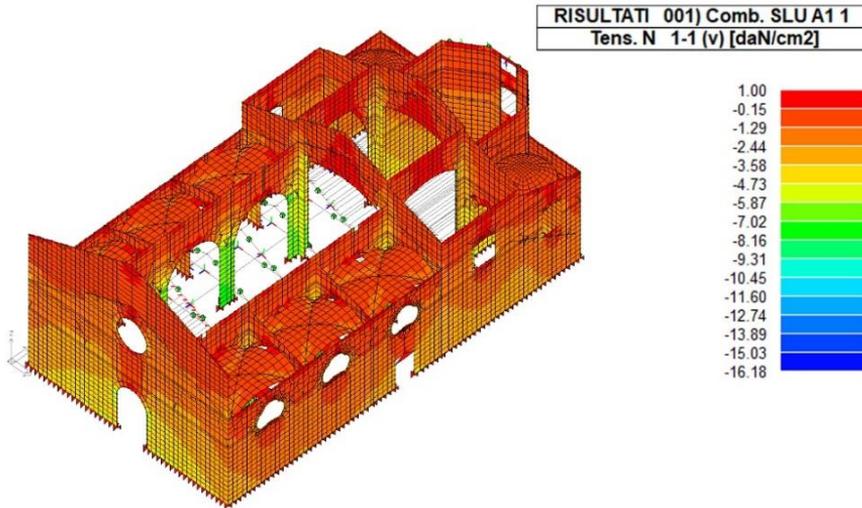


Fig. 211 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi statica

L'analisi in figura descrive il valore numerico delle tensioni di compressione verticali in analisi statica applicando la combinazione dei carichi fondamentale da normativa. L'entità maggiore dei carichi agenti è costituita dal peso stesso degli elementi murari, dato che questi presentano spessori importanti. Di conseguenza, i valori maggiori delle tensioni di compressione sono leggibili alla base dei maschi murari che costituiscono la struttura. Inoltre, si riscontrano picchi di sforzo in prossimità delle basi dei pilastri della navata centrale.

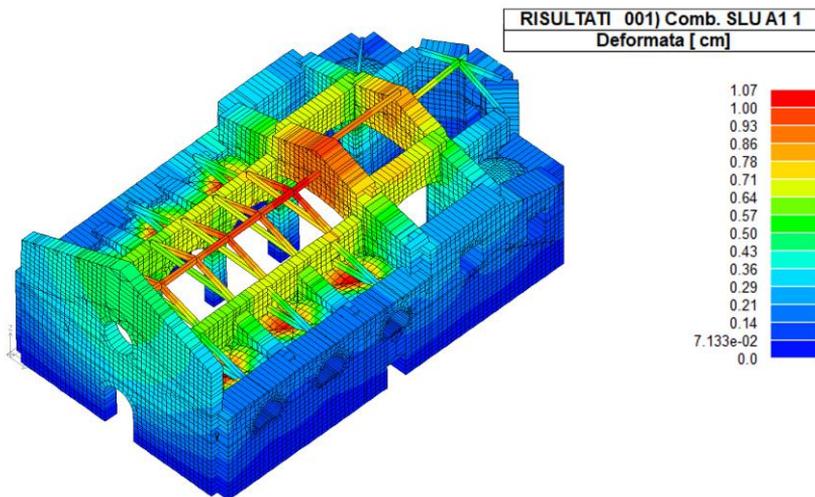


Fig. 212 - Rappresentazione delle deformazioni risultanti dall'analisi statica

La figura rappresenta la deformata della struttura in seguito all'azione delle tensioni verticali risultanti dall'analisi statica. I maggiori spostamenti sono determinati dalle deformazioni dell'arco trionfale, delle orditure lignee e delle superfici voltate delle navate laterali.

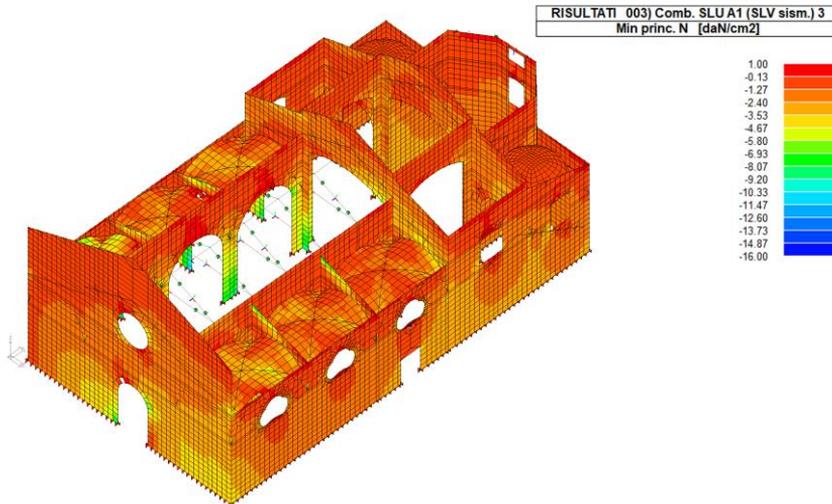


Fig. 213 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione trasversale

L'analisi elastico-lineare restituisce, anche in questo caso, il flusso delle tensioni principali di compressione in fase sismica. La combinazione di calcolo considera come carichi agenti i permanenti strutturali, non strutturali e il 30% di quelli accidentali, sommati all'accelerazione sismica di sito in direzione trasversale e il 30% in direzione longitudinale. Nel modello è possibile notare la presenza di tensioni agenti di trazioni in prossimità della sommità delle strutture murarie e concentrazioni di sforzi di compressione alla base dei pilastri della navata centrale. La figura rappresenta, inoltre, le posizioni delle cerniere plastiche nel portale d'ingresso dell'edificio.

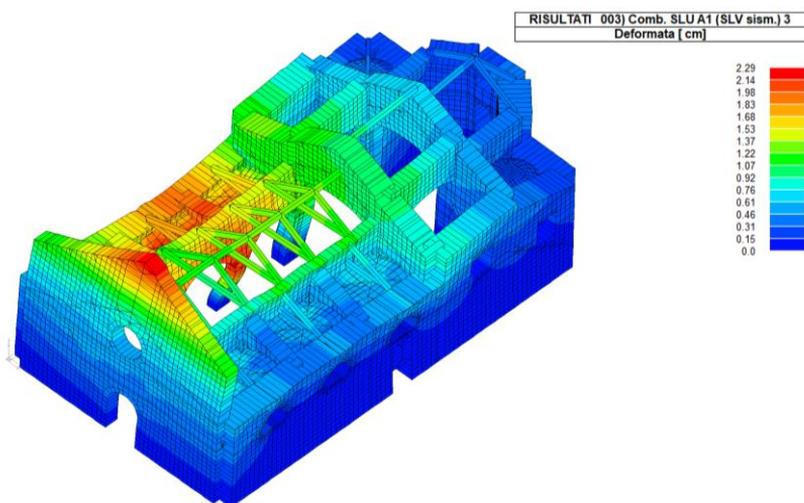


Fig. 214 - Rappresentazione delle deformazioni in analisi dinamica con accelerazione sismica in direzione trasversale

La figura rappresenta la deformata corrispondente alla combinazione di carico sismica con accelerazione prevalentemente trasversale. Lo spostamento di maggiore entità si riscontra nei pressi della navata laterale, dove si nota che l'inflessione del colonnato segue la deformata tipica di un telaio. La particolare configurazione deformata delle colonne deriva dal fatto che l'analisi copre essenzialmente il ramo elastico del materiale muratura, e per questo descrive il comportamento iniziale della struttura. L'analisi è infatti completa, applicando l'analisi cinematica, e nel caso particolare di strutture così articolate, utilizzando l'analisi evolutiva del dissesto (A.E.D.).

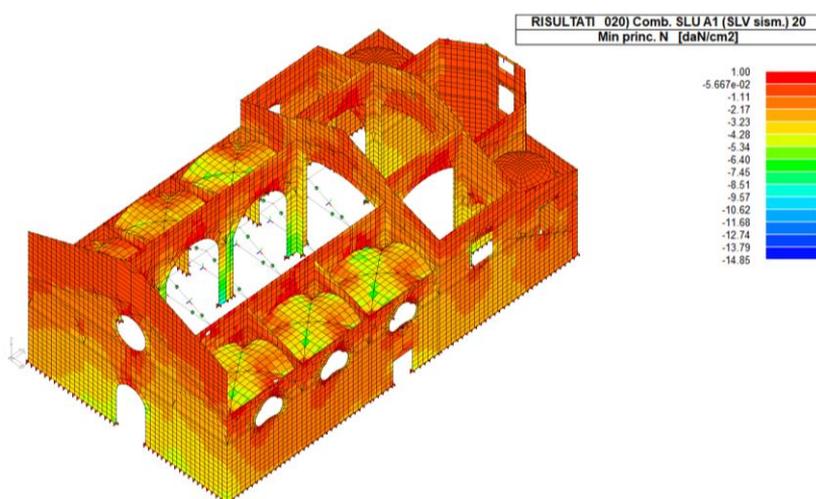


Fig. 215 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione in analisi dinamica con accelerazione in direzione longitudinale

La combinazione di carico sismica in direzione prevalentemente longitudinale mostra, anche in questo caso, un aumento delle tensioni principali di compressione in corrispondenza del colonnato della navata principale.

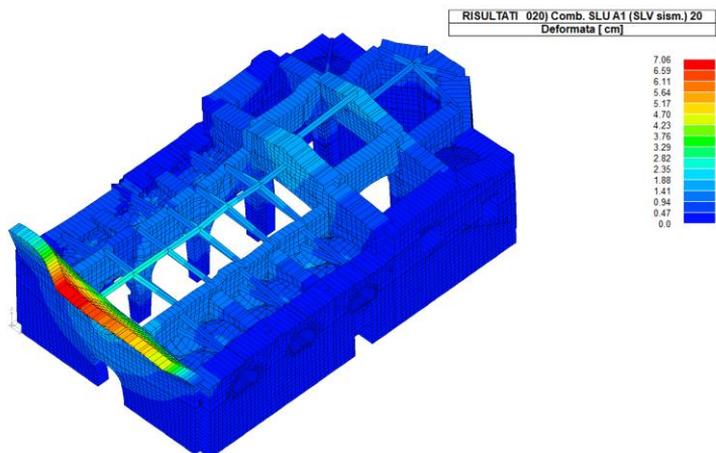


Fig. 216 - Deformazioni in analisi dinamica con accelerazione sismica in direzione trasversale

Dall'analisi della deformata equivalente è possibile notare come la combinazione di carico sismica determini grandi deformazioni nella parte alta della facciata, delineandola come macroelemento a sé stante. Questo è dovuto al differente periodo proprio di oscillazione della facciata e dell'ingente luce libera d'inflessione. Infatti l'elemento non presenta vincoli in sommità ed è libero di deformarsi durante l'evento sismico. Dall'analisi modale è possibile osservare il periodo proprio di oscillazione della facciata e la relativa deformata risultante dall'equilibrio dinamico della struttura. Si osserva dal modello tridimensionale che le forzanti esterne, rappresentate dal sisma e aventi un periodo di oscillazione pari a 0.4 secondi, mettono in vibrazione il macroelemento della facciata dell'edificio.

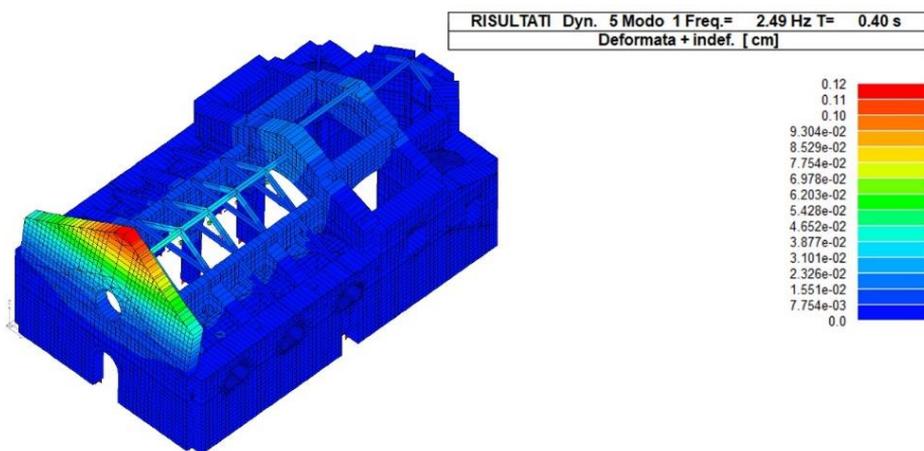


Fig. 217 - Rappresentazione della prima forma modale della struttura

6.5.4. Analisi del comportamento strutturale con interventi di consolidamento moderni

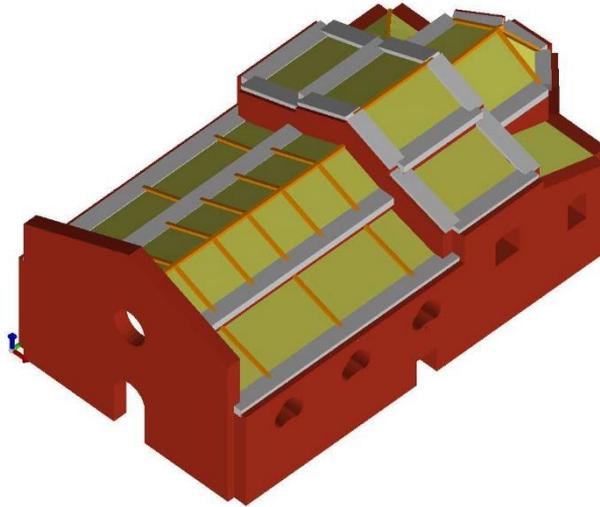


Fig. 218 - Vista solida del modello elastico - lineare della fabbrica dopo gli interventi di consolidamento moderni

Si ricorda che tra il 1958 e il 1960 sono stati realizzati diversi interventi di consolidamento riguardanti le coperture dell'edificio. È stato realizzato un cordolo cementizio in sommità delle murature delle navate, del transetto e dell'abside. I solai di copertura sono stati irrigiditi attraverso la messa in opera di un massetto cementizio di spessore consistente, che ha, inoltre, determinato un aumento dei carichi agenti di 1.5 kN/m^2 . Aggiungere una massa ad una tale quota e a un edificio con indici di qualità muraria così bassi, ha determinato il completo collasso della struttura. Si può notare l'aumento degli sforzi tensionali all'interno dei solidi murari l'edificio attraverso un'analisi elastico-lineare.

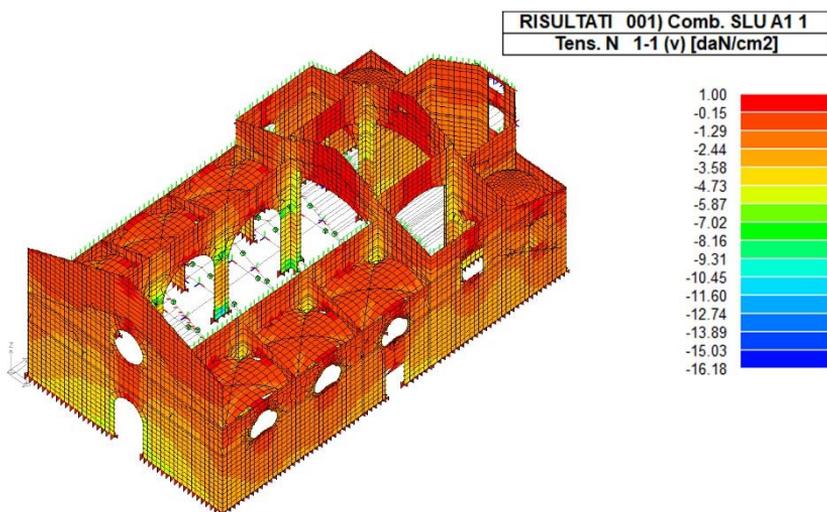


Fig. 219 - Rappresentazione tridimensionale delle tensioni verticali di compressione in seguito agli interventi moderni di consolidamento

Già dall'analisi elastico-lineare statica è possibile individuare all'interno dei solidi murari un aumento delle tensioni verticali di compressione. Il fenomeno è evidente soprattutto alla base degli elementi resistenti con minore sezione muraria come i pilastri della navata principale. Tali concentrazioni di sforzi non soddisfano le verifiche statiche di sicurezza secondo la normativa vigente. È evidente che l'aumento di carico è stato così ingente da causare il collasso della struttura, caratterizzata da basse caratteristiche di resistenza meccanica.

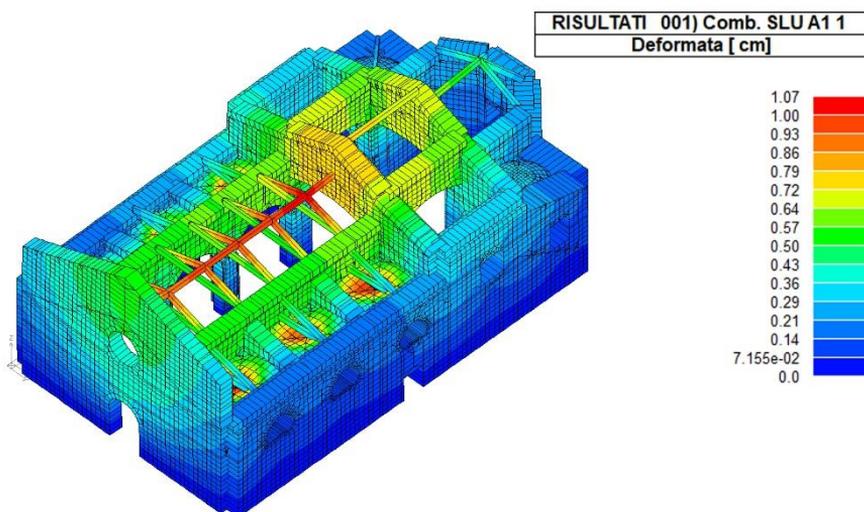


Fig. 220 - Illustrazione delle deformazioni risultanti dall'analisi statica

La figura illustra le deformate corrispondenti alla combinazione statica fondamentale di carico secondo normativa. Si nota una diminuzione degli spostamenti nella parte sommitale delle murature in seguito all'aumento della rigidità dato dell'inerzia del cordolo.

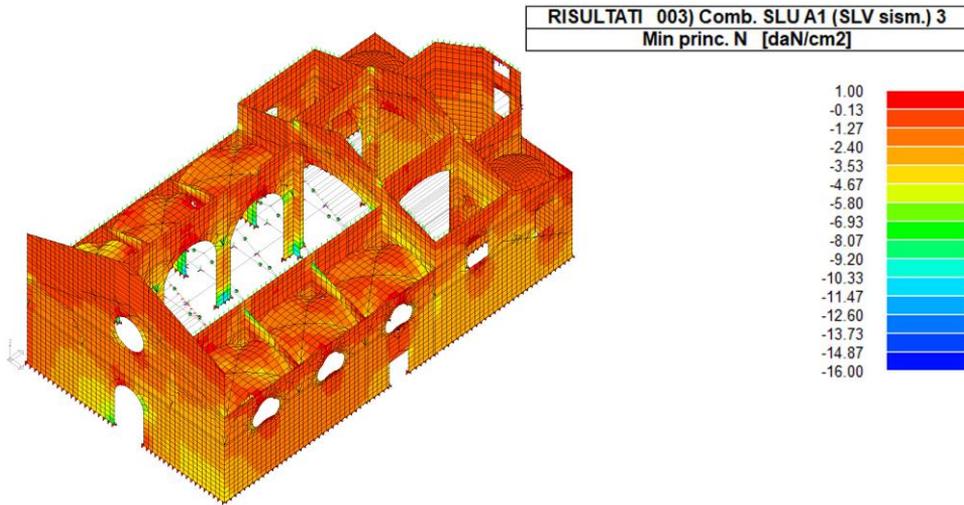


Fig. 221 - Rappresentazione tridimensionale delle tensioni principali di compressione in combinazione sismica dei carichi

L'analisi elastico-lineare evidenzia, prendendo in considerazione la combinazione sismica dei carichi in cui l'accelerazione prevalente del sisma è in direzione trasversale alla fabbrica, un'importante concentrazione di tensione in prossimità delle basi delle colonne. Tale effetto è dovuto alla presenza, nelle colonne della navata, di elementi metallici che sono stati inseriti ed interrotti a livello basamentale come intervento di consolidamento contemporaneo. I profili irrigidiscono il fusto della colonna, in particolare il tratto che va dal basamento al capitello creando, durante il moto sismico, dei punti preferenziali di formazione delle cerniere plastiche. Tali punti, individuabili alla base ed in sommità delle colonne, determinano le formazioni di labilità e di conseguenza l'attivazione di cinematismi di collasso.

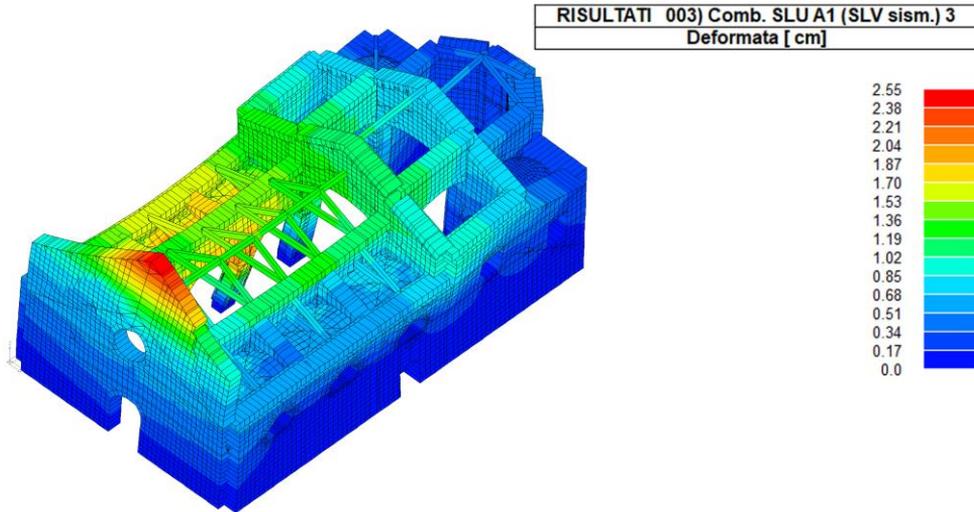


Fig. 222 - Rappresentazione delle deformazioni in combinazione dinamica dei carichi con componente prevalente del sisma in direzione trasversale

Dal punto di vista delle deformazioni, si può notare che la presenza del cordolo in cemento armato come coronamento delle murature della fabbrica e il comportamento infinitamente rigido degli orizzontamenti determinano una diminuzione degli spostamenti in sommità. Questo sottolinea come cordoli particolarmente leggeri e irrigidimenti poco invasivi delle coperture possano migliorare il comportamento meccanico globale di una fabbrica muraria. Tutto questo nel caso in cui non si introducano grandi masse in sommità degli edifici, che determinano, per i principi della dinamica, l'aumentare delle forze sismiche inerziali esterne.

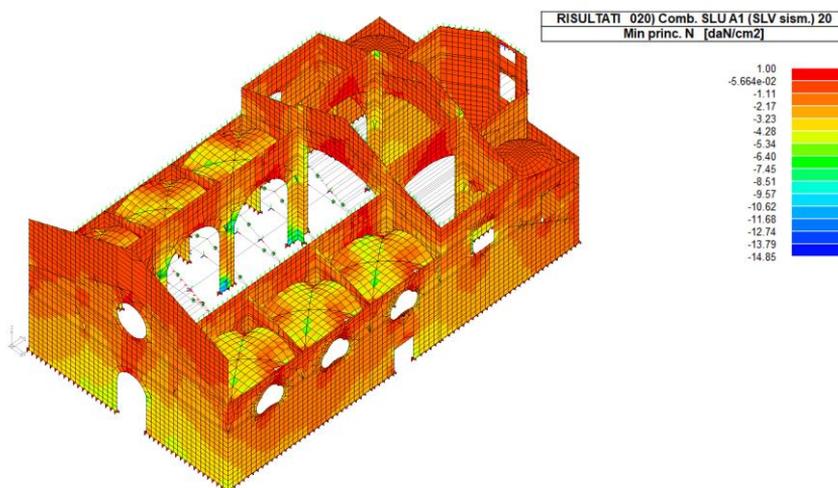


Fig. 223 - Rappresentazione delle tensioni principali di compressione con componente prevalente del sisma in direzione longitudinale

L'analisi elastico-lineare dinamica, che considera l'accelerazione prevalente del sisma in direzione longitudinale, mostra sempre una concentrazione di tensioni di compressione e di trazione nei pressi dei capitelli e delle basi delle colonne come conseguenza degli angolari in ferro.

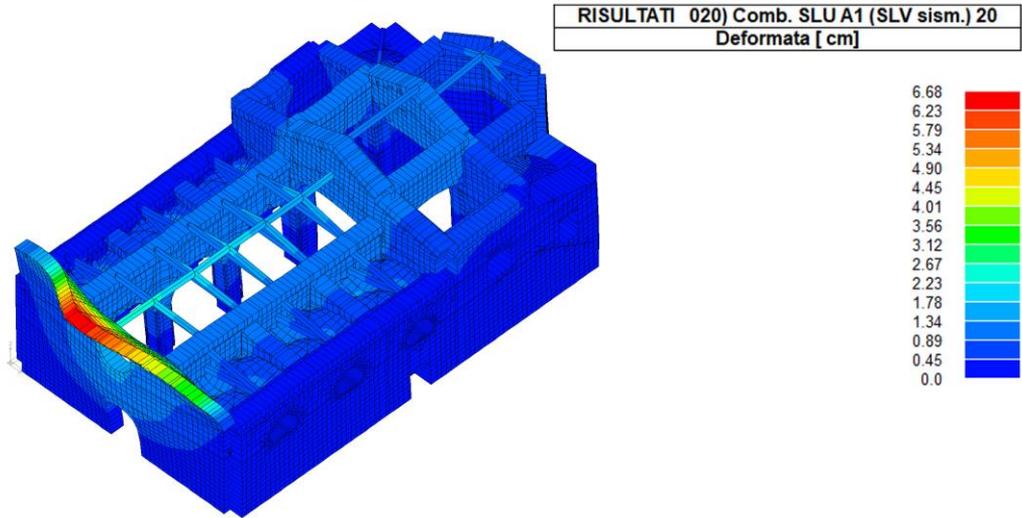


Fig. 224 - Rappresentazione delle deformazioni in combinazione dinamica dei carichi con componente prevalente del sisma in direzione longitudinale

Osservando la deformata corrispondente al precedente caso di carico è possibile notare come i maggiori spostamenti siano ancora riscontrabili nella parte alta della facciata, poiché nessuno degli interventi degli anni '60 è intervenuto consolidando l'elemento murario, che si è infatti recentemente disgregato.

6.6. Analisi dei risultati ottenuti

Le analisi condotte nei precedenti paragrafi hanno permesso di studiare in modo approfondito il comportamento meccanico degli edifici scelti come casi studio. Si è messo in evidenza come la scarsa efficacia dei consolidamenti moderni, unitamente al peggioramento del comportamento strutturale (sia in termini tensionali che deformativi), mutano negativamente la condizione generale delle fabbriche murarie costruite e consolidate con metodi tradizionali.

Attraverso l'applicazione dell'analisi evolutiva del dissesto (A.E.D.), e la conseguente gerarchizzazione dei meccanismi di collasso, l'approccio cinematico ha infatti individuato le vulnerabilità introdotte nelle fabbriche in seguito alla messa in opera degli interventi di consolidamento moderni; in parallelo, l'analisi elastica ha evidenziato l'andamento dei flussi tensionali all'interno dei solidi murari, correlati a loro volta al quadro fessurativo presente sugli edifici. Le modellazioni strutturali condotte hanno quindi confermato una diminuzione del livello globale di sicurezza delle fabbriche in seguito all'introduzione di tali interventi, che si sono rivelati invasivi e quasi del tutto inefficaci.

Tali opere di consolidamento hanno di fatto invertito del tutto la gerarchia della catena cinematica all'interno delle fabbriche, abbassando notevolmente i moltiplicatori di collasso dei meccanismi che ne fanno parte e, in alcuni casi, innescandone dei nuovi. Questo ha determinato delle nuove dinamiche di collasso basate su cinematismi di rottura di tipo fragile, come la crisi a taglio e a pressoflessione dei paramenti murari, causando una forte diminuzione, in termini prestazionali, della sicurezza degli edifici, e, di conseguenza, l'impossibilità di garantire la loro conservazione.

Come visto nelle modellazioni condotte si è tenuto conto delle scarse caratteristiche meccaniche delle murature degli edifici attraverso l'introduzione, per le verifiche numeriche, degli indici di qualità muraria (I.Q.M.) per le azioni verticali sia nel piano che fuori piano. Ciò nonostante si è rilevato che il collasso globale delle strutture è legato all'introduzione di grandi masse poste, nella maggior parte dei casi, in copertura. È infatti emerso un incremento eccessivo di rigidità degli orizzontamenti che ha determinato, nelle zone di contatto tra le coperture e le murature verticali, un notevole aumento degli sforzi di taglio agenti sui paramenti. Queste sollecitazioni hanno portato le fabbriche alle crisi di tipo fragile precedentemente descritte.

Le masse costituite da solette cementizie e cordoli in cemento armato, in combinazione sismica dei carichi, determinano normalmente la formazione di ingenti forze inerziali che

mettono in crisi le sottostanti murature caratterizzate da limitate caratteristiche meccaniche di resistenza. Conseguentemente si attivano dei meccanismi fragili nel piano.

Dalle modellazioni emerge che un effetto positivo dell'irrigidimento delle coperture è la diminuzione degli spostamenti. Tale beneficio si potrebbe ottenere introducendo cordolature leggere e deformabili che possono essere oggi realizzate con tecnologie moderne come l'acciaio o i materiali compositi, questi ultimi caratterizzati da pesi di esercizio esigui. Questo può migliorare notevolmente il comportamento globale della fabbrica, permettendo una redistribuzione delle tensioni all'interno dei solidi murari, senza aumentare esponenzialmente i carichi d'esercizio. Si possono affiancare interventi di tipo tradizionale come, ad esempio, la messa in opera di tiranti o speroni murari, che si sono rivelati fondamentali per inibire i meccanismi di collasso fuori piano.

È fondamentale ricordare che le analisi intraprese sono profondamente legate alla conoscenza delle fasi e delle tecniche costruttive degli edifici. Gerarchizzare i meccanismi di collasso locale di una fabbrica muraria in una catena cinematica significa infatti trovare le relazioni tra le parti costituenti la struttura. Questo è possibile soltanto attraverso lo studio delle fasi storiche dell'edificio e la profonda conoscenza delle tecniche costruttive tradizionali e moderne. Dallo studio dei dettagli costruttivi, ottenibile solo attraverso l'aumento del livello di conoscenza del fabbricato, derivano tutte quelle informazioni al contorno come il grado di vincolo, l'ammorsamento tra le parti e la qualità muraria dei paramenti, che sono state considerate in fase di modellazione cinematica. L'analisi elastica ha poi permesso di mettere in relazione tali informazioni con il flusso tensionale ed il relativo quadro fessurativo rilevato sui solidi murari, come già accennato.

L'analisi cinematica all'interno del capitolo ha gerarchizzato i meccanismi in più ordini, calcolandone i relativi moltiplicatori di collasso. Sembra però necessario, a questo punto, illustrare il metodo utilizzato prendendo come esempio il caso della chiesa della Madonna Addolorata di Norcia (PG). La dinamica del collasso è caratterizzata da tre ordini di cinematismi:

- Ribaltamento del cantonale della facciata

$$I \text{ ordine}; \quad i_{RS1} = \frac{PGA_C}{PGA_D} = 0,46$$

- Ribaltamento del muro laterale della navata

$$II \text{ ordine}; \quad i_{RS2} = \frac{PGA_C}{PGA_D} = 0,61$$

- Crollo della copertura

$$\text{III ordine; } i_{RS3} = \frac{PGA_C}{PGA_D} = 1,47$$

Di seguito vengono rappresentati i cinematismi con i propri moltiplicatori di collasso in un diagramma in scala.

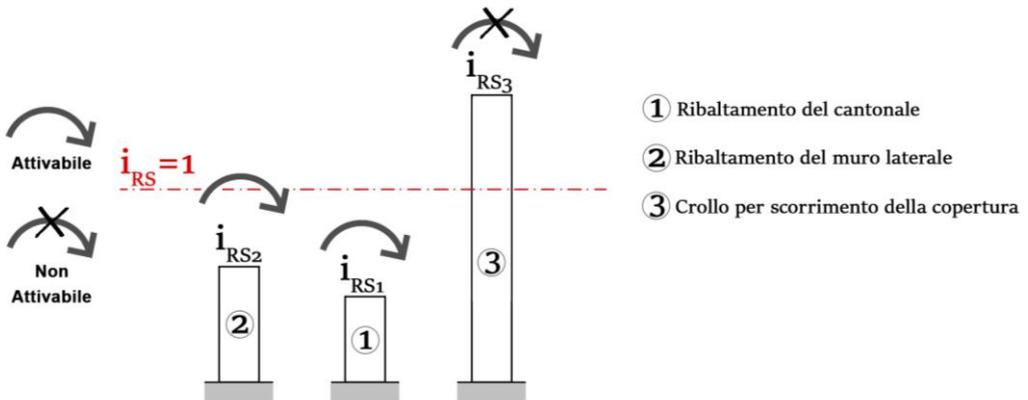


Fig. 225 - Moltiplicatori di collasso dei meccanismi della fabbrica secondo l'analisi delle parti (analisi cinematica classica)

Si nota immediatamente che il moltiplicatore di collasso del meccanismo di terzo ordine è maggiore dell'unità (assenza di collasso), in contrasto con l'osservazione del danno, che mostra il crollo totale della copertura.

Questa incongruenza si risolve se si applica il metodo dell'A.E.D., ovvero tenendo in considerazione la mutazione dei vincoli (assenza di appoggio della copertura a seguito del ribaltamento della facciata).

Il crollo della copertura è infatti conseguenza del ribaltamento delle pareti murarie della navata dovuto al loro mancato ammorsamento sommitale; tale assenza di vincolo ha determinato di fatto una riduzione del moltiplicatore di collasso.

Rappresentando in ordine gerarchico la catena cinematica (in sequenza temporale causa effetto) avremo quindi:

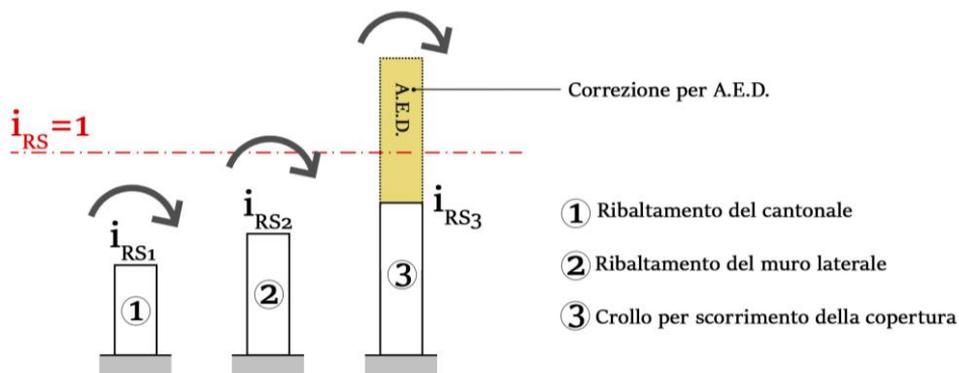


Fig. 226 - Moltiplicatori di collasso corretti dall'applicazione dell'Analisi Evolutiva del Dissesto (relazione fra le parti)

Si osserva dal diagramma la correzione del moltiplicatore di collasso in termini di accelerazione al suolo applicando l'Analisi Evolutiva del Dissesto (A.E.D.): il valore del coefficiente per quanto riguarda il cinematismo di terzo ordine è diminuito per la mancanza del vincolo di appoggio della copertura, assumendo un valore inferiore all'unità in coerenza con la condizione di danno riscontrata.

L'applicazione del metodo dell'A.E.D., oltre che ad essere uno strumento di diagnosi, può rappresentare una guida per la scelta degli interventi di consolidamento.

Nel caso sopra esposto il disinnescare dei cinematismi di primo e secondo ordine (ottenibile per esempio vincolando sommitalmente le murature) induce un conseguente annullamento del crollo della copertura, senza intervenire su di essa.

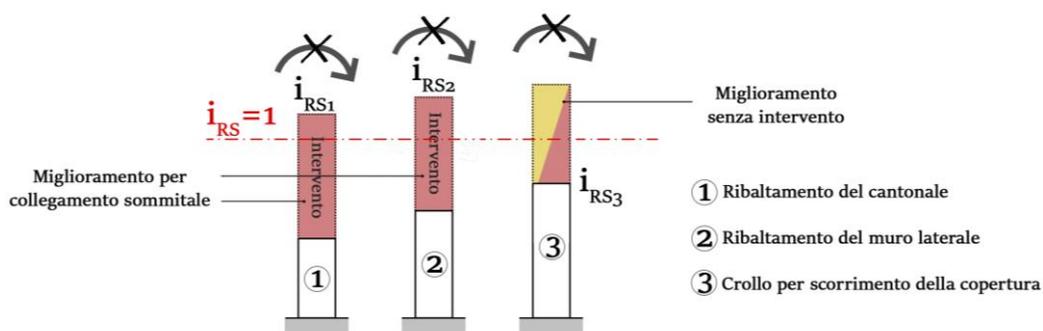


Fig. 227 - Moltiplicatori di collasso post operam, valutati con l'applicazione dell'analisi evolutiva del dissesto

L'efficacia unita al criterio del minimo intervento è così raggiunta.

Gli altri casi studio analizzati nel corso della trattazione hanno dinamiche di crollo diverse, dipendenti sempre dall'introduzione degli interventi moderni di consolidamento.

Il collasso della struttura del Palazzo dei Priori di Visso è legato al crollo della copertura in laterocemento. Tale cinematismo determina il ribaltamento e la caduta verso l'interno delle porzioni sommitali della muratura del prospetto nord, vincolata dal cordolo e dalle orditure moderne cementizie. I meccanismi di ordine successivo, come i ribaltamenti dei paramenti murari esterni, sono causati dalla mancanza del vincolo sommitale, che era precedentemente costituito dalla copertura.

Nel caso dell'abbazia di San Biagio a Piobbico, la dinamica del crollo è legata al cinematismo di slittamento delle coperture che viene posto al primo ordine della catena cinematica. Tale meccanismo di collasso ha determinato un fenomeno di martellamento dell'orditura di copertura contro i timpani del presbiterio i quali, mancando della reazione vincolare sommitale, sono ribaltati. L'atto di moto rigido della copertura ha determinato, anche in questo caso, l'innescò dei cinematismi di ribaltamento delle pareti della navata, di nuovo attivati per mancanza del vincolo della copertura.

Infine, la crisi globale della chiesa di Santa Maria Argentea a Norcia è legata al cinematismo delle coperture avvenuto in seguito al crollo, per meccanismo a quattro cerniere, del colonnato della navata centrale. Tale dinamica si è originata a causa della messa in opera negli anni recenti degli angolari di ferro in corrispondenza degli spigoli dei pilastri della navata. Interrotti a livello basamentale, gli elementi in ferro hanno causato una tale concentrazione di tensioni di compressione e taglio alla base delle colonne da generare punti preferenziali di rottura del materiale e la conseguente formazione di cerniere plastiche, responsabili del meccanismo a quattro cerniere, sopra descritto.

7. Alcune proposte per il consolidamento alla luce dei risultati della ricerca

7.1. Premesse

Gli interventi di consolidamento presentati nei seguenti paragrafi sono stati distinti in due grandi 'famiglie': quelli tradizionali, concepiti e modificati nel tempo con la regola dell'arte del costruire e migliorati fino ai primi decenni del Novecento per effetto degli studi e delle innovazioni del periodo; quelli moderni, realizzati per lo più dopo la seconda metà del Novecento e caratterizzati dall'utilizzo del cemento armato.

Dalla lettura speditiva dei danni subiti da alcune fabbriche murarie di edilizia specialistica di cui si disponevano immagini (disegni o fotografie, rif. par. 4.2) e sottoposte a importanti eventi sismici nel passato, si è potuto notare come i presidi tradizionali, pur manifestando spesso un limite rispetto alle sollecitazioni richieste, garantivano il mantenimento delle murature, se pur di scarsa qualità. Questi risultati sono stati confermati anche dalle simulazioni numeriche condotte su alcuni casi studio.

Si è potuto osservare invece che il consolidamento degli edifici monumentali con le tecniche moderne, usate acriticamente e spesso in sovrapposizione o in aggiunta ai presidi preesistenti ancora efficaci, ha comportato molto spesso la diminuzione del livello di sicurezza, come dimostrato dalle simulazioni condotte sia con le analisi cinematiche che elastico-lineari (rif. cap. 6).

La lettura dei fenomeni condotta con il metodo cinematico dell'Analisi Evolutiva del Dissesto (rif. cap. 5) indica che frequentemente la catena cinematica inverte la sua gerarchia per effetto dell'influenza sul comportamento strutturale dei presidi moderni finendo per diminuire, per esempio, il moltiplicatore di collasso relativo alla rottura a taglio delle murature. Questo comporta un maggiore (spesso irreparabile) danno sui paramenti murari con conseguenze sulla conservazione del bene.

Tutto quanto sopra premesso introduce i due paragrafi successivi. Nel primo, sempre attraverso una lettura speditiva, si valuterà se e come i presidi antichi possano ancora essere considerati parte integrante del sistema strutturale resistente. Nel secondo si propone una breve casistica di tecniche per il consolidamento che traggono origine dall'osservazione di quelle storiche, innovandosi per aumentarne l'efficacia e la durabilità.

7.2. Efficacia strutturale originaria e residua degli interventi di consolidamento storici

La fig. 228 ritrae la chiesa di S. Andrea a Campi di Norcia (PG), già analizzata nel capitolo 5 come esempio di applicazione del metodo dell'Analisi Evolutiva del Dissesto.

Come descritto la rovina dell'edificio è da ascrivere allo sviluppo di una catena cinematica di ben dieci anelli, con al primo ordine il collasso della parte sommitale della copertura. Le evidenze derivanti dall'Analisi Evolutiva del Dissesto e da quella elastica lineare in questo caso sono confermate anche da rilievi fotografici a cavallo delle varie scosse che hanno costituito la principale sequenza sismica del 2016: nel mese di settembre 2016 (dopo la scossa di Amatrice del 24 agosto), il 26 ottobre 2016 (dopo le due scosse di magnitudo superiore a 5 che hanno provocato il crollo della vicina chiesa di San Salvatore) ed infine all'indomani del 30 Ottobre 2016, dove un evento di magnitudo 6.5 provocò il crollo della chiesa di S. Andrea.

Nell'immagine seguente si nota la presenza di una catena lignea nel sottotetto, inserita in occasione delle trasformazioni successive al terremoto del 1703. L'elemento, costituito da diversi segmenti lignei interrotti e ricollegati con flange metalliche in corrispondenza di ogni pilastro, ha la funzione di raccogliere la spinta dell'ultimo arco della serie, in modo tale da evitare la coazione negativa in controfacciata e di trattenere quest'ultima rispetto al ribaltamento.



Fig. 228 - Campi di Norcia (PG), chiesa di S. Andrea, catena lignea (Foto A. Giannantoni, 2016)

Nella fig. 229, scattata dopo le scosse di fine ottobre, la chiesa appare molto lesionata ma il collasso di primo ordine (rif. par. 5.3) è ancora evitato dall'azione della sola catena lignea settecentesca. Il rifacimento della copertura in laterocemento negli anni Settanta ha comportato, tra l'altro, l'inserimento di una cordolatura solo nei lati lunghi della chiesa, lasciando al solo presidio antico il compito di impedire il ribaltamento, cosa che ha fatto fino alla devastante scossa del 30 ottobre 2016 (fig. 230).



Fig. 229 - Campi di Norcia (PG), chiesa di S. Andrea, capochiave della catena lignea (Foto A. Giannantoni 2016)

La foto n. 229 mostra il capochiave della antica catena lignea; la 230 la stessa, ormai schiantata.



Fig. 230 - Campi di Norcia (PG), chiesa di S. Andrea, catena lignea tranciata e sperone murario (Foto A. Giannantoni, 2016)

Nella fig. 230, oltre alla catena lignea, si distingue lo sperone murario laterale che ha funzionato perfettamente, dimostrando una piena efficacia.

Si ripropone di seguito un'immagine già commentata nel cap. 4 per mettere in relazione due situazioni analoghe in epoche e luoghi diversi, il tutto al fine di illustrare e validare, alla prova dei fatti, un sistema costruttivo settecentesco, quello delle catene lignee sommitali (pseudo cordoli), spesso presenti unitamente ai "dormienti", elementi di distribuzione del carico. Questi ultimi sono elementi continui disposti all'interno della muratura per impedire efficacemente i ribaltamenti delle porzioni superiori delle murature. Tale funzione si è dimostrata molto positiva per questa tipologia di fabbriche, vulnerabili per forma e con bassa qualità muraria.

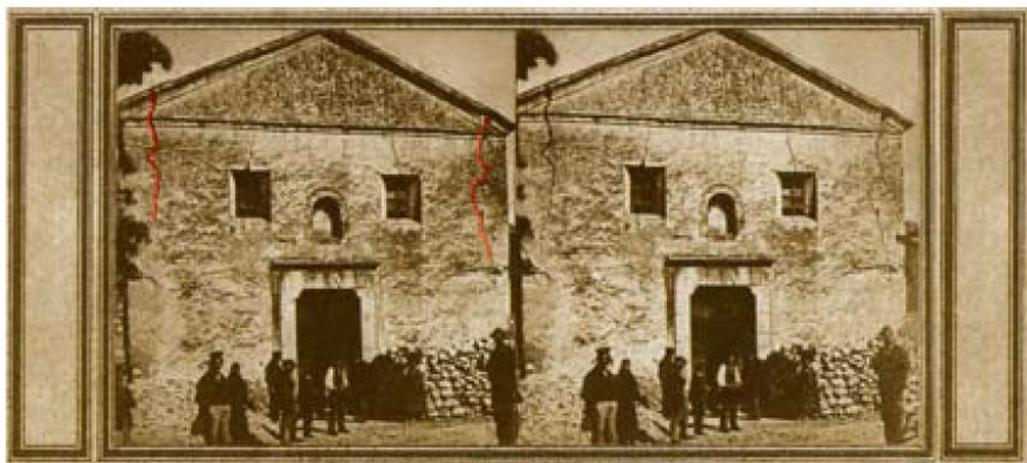


Fig. 231 - Pertosa, facciata della chiesa, fotografia di A. Bernoud allegata al Rapporto Mallet con n.° 25, 1857 (FANELLI 2020)



Fig. 232 - L'Aquila, basilica di San Giuseppe Artigiano (A. Giannantoni 2009)

L'immagine della facciata della Basilica di San Giuseppe Artigiano a L'Aquila, appena dopo il sisma del 2009, mostra come sia rimasta sufficiente capacità residua dell'incatenamento ligneo per impedire il ribaltamento delle pareti laterali, come accaduto alla chiesa di Pertosa (fig. 231).

Occorre però esaminare come, nel caso aquilano, la sovrapposizione delle cordolature in cemento armato, in occasione del rifacimento della copertura, abbiano creato una variazione nella gerarchia dei dissesti, consentendo il ribaltamento fuori del piano della

parete. Il meccanismo è il medesimo (al di là del possibile diverso orientamento ed intensità dell'azione sismica):

L'azione sismica richiama la risposta degli incatenamenti lignei che, per loro natura, hanno deformabilità naturalmente superiore di quelli metallici; entrando in funzione, si deformano di qualche millimetro e permettono alla muratura di lesionarsi con fratture pseudo-verticali (evidenziate in rosso nelle immagini). Nel caso della chiesa aquilana questa fratturazione, che ha modificato la condizione di vincolo della parte superiore di facciata, ha consentito l'attivazione del ribaltamento della stessa sotto l'effetto dell'azione fuori del piano della copertura, irrigidita dalla cordolatura in calcestruzzo armato.

Ancora una volta risulta che l'inserimento dei nuovi presidi ha fatto sì che la catena cinematica si sia modificata nel suo sviluppo e nulla hanno potuto i pur sempre efficaci presidi tradizionali presenti per impedire il collasso parziale.

Il confronto fra le due fabbriche è molto interessante e suggerisce la possibilità di recuperare, per nuovi progetti di consolidamento, il concetto di incatenamento sommitale.

Questo naturalmente dovrà essere pensato con materiale diverso dal legno, sia per ragioni di durabilità che di deformabilità, e si dovrà superare la rigidità dell'elemento, tipica del calcestruzzo armato. La funzione della cordolatura deve essere quella di collegare le parti (incatenamento) e di distribuire i carichi della copertura sulle murature (gli antichi dormienti lignei), senza però alterare significativamente la distribuzione delle rigidità. Nel successivo paragrafo 7.3. verrà esaminata una possibile soluzione di un elemento che possa svolgere entrambe le funzioni richieste senza provocare coazioni parassite, definito come 'cordolo deformabile'.

Incatenare il fabbricato per opporsi ai fenomeni instabilizzanti è uso ricorrente nei secoli. Naturalmente le problematiche legate alla conservazione spesso rendono inefficaci tali rimedi.



Fig. 233 - Palazzo Dragonetti, L'Aquila, 2018, a sinistra; Palazzo Comunale, Foligno, 2008, a destra (A. Giannantoni)

Durante i rilievi effettuati nel maggio 1860 l'ingegnere Caporioni descrive lo stato di danno dell'edilizia specialistica in esame e, nel suddetto documento, suggerisce i "rinforzi occorrenti" ritenuti più utili per risanare i dissesti. Tali interventi vengono da lui distinti principalmente in due categorie: quelli effettuati con rinforzi in muratura e quelli costituiti dalla messa in opera elementi in ferro (catene, cerchiature). Accanto alle descrizioni si distinguono infatti le caselle "speroni di muratura" e "leghe di ferro", in cui inserisce la stima della quantità di materiale necessaria per gli interventi relativamente ad ogni edificio descritto. Di seguito vengono riportati alcuni casi particolarmente interessanti:

Chiesa del SS.mo Crocifisso, Norcia

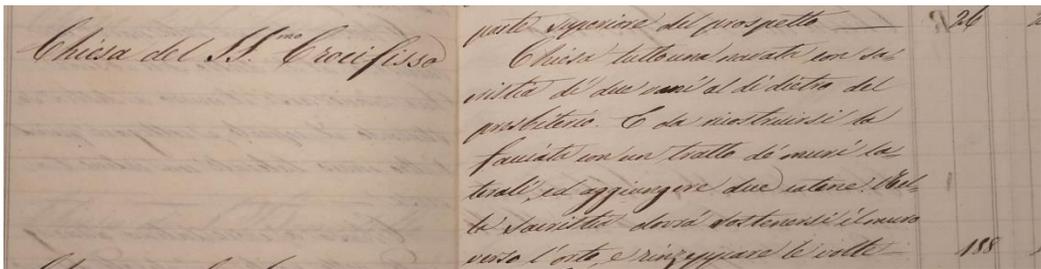


Fig. 235 - Perizia dei danni della chiesa del SS.mo Crocifisso a Norcia redatta dall'ingegnere Caporioni, 1860 (Archivio di Stato di Roma, Fondo Ministero dell'Interno, Titolo II, Rubrica 36, b. 462)

La perizia riporta: “Chiesa tutta una navata con sagrestia di due vani al di dietro del presbitero. È da ricostruirsi la facciata con un tratto di muri laterali, ed aggiungere due catene. Nella sagrestia dovrà sostenersi il muro verso l'orto e reinzeppare le volte”.

Dopo il terremoto del 1859 la chiesa era danneggiata e necessitava di ricostruzioni in facciata e nei muri laterali con l'inserimento di catene oltre a lavori di rinzeppatura delle volte della sagrestia. Negli anni Ottanta l'edificio fu sottoposto a pesanti lavori di consolidamento, con la sostituzione integrale della copertura lignea con una nuova in laterocemento poggiante su robustissime cordolature di calcestruzzo armato.

Nell'ottobre del 2016 la chiesa del Crocifisso è crollata quasi per intero, come si può vedere nelle successive immagini.



Fig. 236 - La chiesa del SS.mo Crocifisso a dopo il terremoto del 2016 (A. Giannantoni, 2016)

Come si vede dalla fig. 236 il collasso è totale (murature e copertura). Le catene ottocentesche, evidenziate con le frecce in bianco, non hanno partecipato all'evoluzione del dissesto (pur essendo integre ed efficienti) perché la muratura si è di fatto disgregata sotto l'azione delle grandi e rigide masse della copertura e dei cordoli.

L'efficienza statica dei presidi antichi è stata annullata dalla partecipazione meccanica degli interventi moderni che hanno ridotto di molto i moltiplicatori di collasso dei cinematismi possibili, diminuendo quindi il livello di sicurezza globale.

Si propone di seguito il medesimo confronto con altri tre casi di edilizia specialistica della città di Norcia: la chiesa di Sant'Agostino, la chiesa della SS.ma Addolorata e la chiesa del Monastero di S. Pace, tutte osservate dal Caporioni nel 1860, successivamente consolidate e oggi nuovamente compromesse dal terremoto del 2016.

Chiesa di Sant'Agostino, Norcia

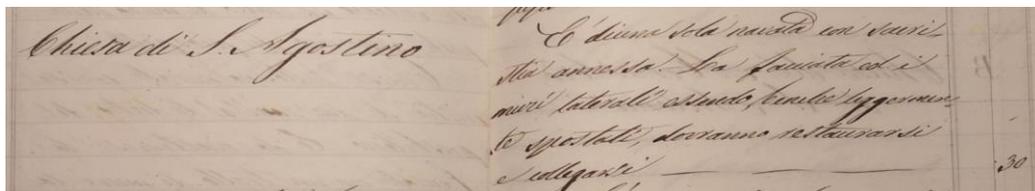


Fig. 237 - Perizia dei danni della chiesa di S. Agostino a Norcia redatta dall'ingegnere Caporioni, 1860 (Archivio di Stato di Roma, Fondo Ministero dell'Interno, Titolo II, Rubrica 36, b. 462)

Nel documento si riporta: “E’ di una sola navata con sagrestia annessa. La facciata ed i muri laterali essendo, benché leggermente spostati, dovranno restaurarsi e collegarsi”.

Appare evidente come dopo il 1859 la chiesa fosse danneggiata ma del tutto riparabile. Necessitava al solo di ricostruzioni parziali di murature e di incatenamenti; probabilmente quelli presenti, appartenenti anch’essi alla fase successiva ai forti terremoti del 1703 e 1730 erano lignei ed avevano perduto la loro efficacia per effetto del degrado del materiale.

Nell’ottobre del 2016 la chiesa di Sant’Agostino è crollata quasi per intero, con gravissime perdite del prezioso apparato decorativo.



Fig. 238 - La chiesa di Sant’Agostino dopo il terremoto del 2016 (A. Giannantoni, 2016)

L’osservazione del danno è perfettamente sovrapponibile con quella del caso precedente. Qui le cordolature di calcestruzzo avevano dimensioni minori e hanno seguito il crollo della copertura, rimanendo ad essa solidale e rendendo il suo collasso complessivo. È interessante notare come la speronatura d’angolo della parete di fondo (immagine a sinistra della fig. n. 238) abbia preservato il collasso.

Chiesa della SS.ma Addolorata annessa al convento dei Padri Filippini, Norcia

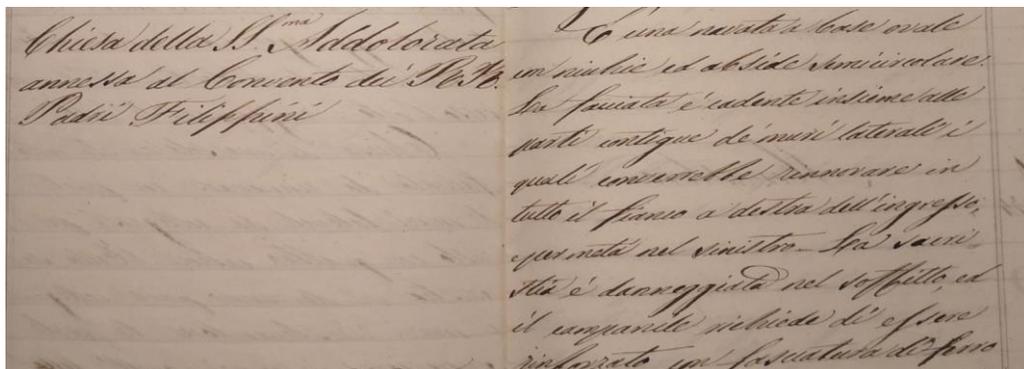


Fig. 239 - Perizia dei danni della chiesa della SS.ma Addolorata a Norcia redatta dall'ingegnere Caporioni, 1860 (Archivio di Stato di Roma, Fondo Ministero dell'Interno, Titolo II, Rubrica 36, b. 462)

Caporioni annota: “E’ una navata a base ovale con nicchie ed abside semicircolare. La facciata è cadente insieme alle parti contigue de muri laterali i quali converrebbe rinnovare in tutto il fianco a destra dell’ingresso e per metà nel sinistro. La sagrestia è danneggiata nel soffitto ed il campanile richiede di essere rinforzato con fasciature di ferro”.

La chiesa dell’Addolorata, esaminata nel cap. 6 come uno dei quattro casi studio, è di geometria complessa e fortemente interferente con gli edifici che ad essa si addossano (Palazzo dei Cavalieri di Malta). Tuttavia il terremoto del 1859, se pur danneggiandola, non ha creato crolli particolari (non si cita, per esempio, il crollo della copertura).

Nell’Ottobre del 2016 la chiesa dell’Addolorata è crollata quasi per intero.



Fig. 240 - La chiesa della SS.ma Addolorata dopo il terremoto del 2016 (A. Giannantoni, 2016)

Gli interventi degli anni Ottanta del Novecento hanno comportato la sostituzione integrale delle coperture, realizzate in legno con sovrastante soletta in cemento armato per l'aula e in laterocemento su muricci per la zona del Presbiterio e del Catino absidale. In questa ultima porzione le cordolature in cemento armato inserite, alte oltre un metro, cingevano la sommità delle murature. Nessun presidio fra quelli inseriti dopo il 1859 è giunto ad oggi. Durante i lavori le catene lignee sommitali furono sostituite dalle cordolature e il campanile con le "fasciature di ferro" fu rinforzato con una canna interna in calcestruzzo armato fino alla base della cella campanaria. Il maggiore difetto indotto dagli interventi recenti è stato quello di non considerare affatto la complessità dell'assetto strutturale della struttura, irregolare come rigidzze e con interferenze considerevoli date dagli edifici addossati. La configurazione ottocentesca non metteva in relazione strutturale di continuità le murature, cosa che invece è accaduta con le possenti cordolature in cemento armato. La fabbrica è così diventata fortemente eccentrica ed il sisma ha innescato un cinematismo primario globale rototraslazionale che ha poi attivato tutti gli altri (ribaltamento dell'angolo sinistro, ribaltamento della parete laterale sinistra, crollo della copertura monolitica, disgregazione dell'arco trionfale). L'aver poi irrigidito (oltretutto parzialmente) il fusto del campanile ha poi annullato del tutto l'azione di confinamento delle catene metalliche ottocentesche, provocando il crollo per taglio della parte sommitale della torre campanaria.



Fig. 241 - Chiesa Dell'Addolorata, Norcia (PG) a sinistra base della cella campanaria con all'interno le pareti in cemento armato, a destra vista della zona Presbiteriale e del Campanile. (A. Giannantoni 2018)

Chiesa del Monastero di S. Pace, Norcia

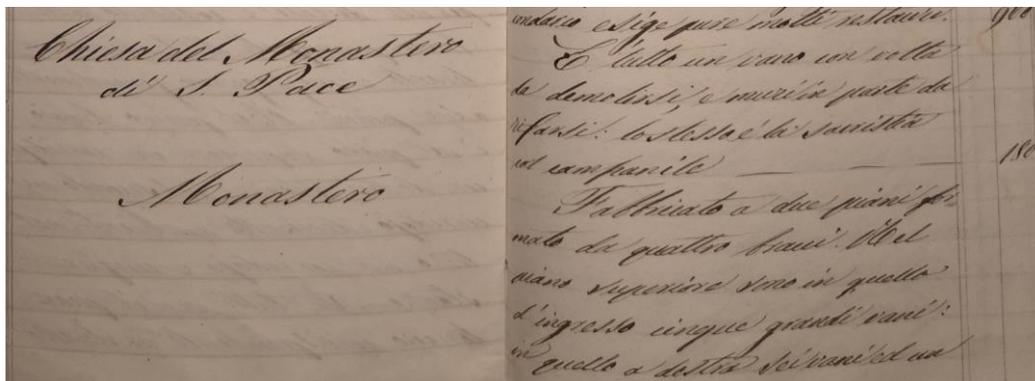


Fig. 242 - Perizia dei danni della chiesa del Monastero di S. Pace a Norcia redatta dall'ingegnere Caporioni, 1860 (Archivio di Stato di Roma, Fondo Ministero dell'Interno, Titolo II, Rubrica 36, b. 462)

Dalla perizia di Caporioni si legge: “E’ tutto un vano con volta da demolirsi e muri in parte da rifarsi: lo stesso è la sacrestia e il campanile”

Questa fu la sorte di allora della chiesa, mai più ricostruita ed offesa nuovamente nelle parti superstiti nel 2016. Le foto successive mostrano però come gli speroni murari settecenteschi abbiano garantito l'equilibrio delle vele murarie, comprese quelle della facciata cinquecentesca. Un'ulteriore dimostrazione della efficacia e della longevità di questi presidi strutturali.



Fig. 243 - La chiesa del Monastero di S. Pace a Norcia dopo il terremoto del 2016 (A. Giannantoni, 2016)

7.3. Interventi tradizionali rinnovati

Arco imbracato

Tale sistema di ancoraggio era già diffuso nei primi anni del Novecento, tanto da essere descritto nel manuale del Breymann²¹⁰ come tecnica da prendere in considerazione qualora si volesse intervenire sui sistemi spingenti senza comprometterne la percezione spaziale, cosa che inevitabilmente succede quando si opera inserendo semplicemente delle catene all'imposta delle volte (rif. par. 4.2). Se ne ripropone di seguito l'immagine:

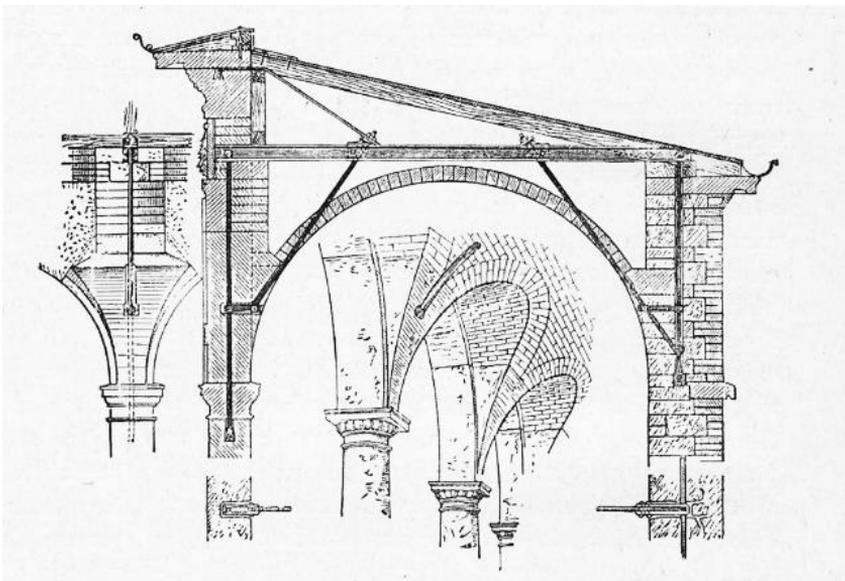


Fig. 244 - Rappresentazione del sistema di ancoraggio delle volte del portico di Karlsruhe (BREYMANN 1926)

L'intervento dell'arco imbracato di Breyman è un concetto molto interessante ed innovativo e può essere attualizzato sia dal punto di vista meccanico che tecnologico attraverso la messa in opera di tiranti diagonali che assorbono le spinte laterali dell'elemento senza introdurre catene orizzontali.

Il presidio di consolidamento è basato sulla realizzazione di un cordolo in acciaio all'estradosso del frenello dell'arco, a cui vengono collegati quattro tiranti metallici che si vanno ad ancorare alle murature di imposta. Una pretensione dei tiranti permette di ottenere un intervento di tipo attivo. Le zone murarie così compresse hanno la funzione

²¹⁰ BREYMANN 1926

di stabilizzare la curva delle pressioni dell'arco, eliminando le zone tese. È possibile osservare dalla modellazione FEM le zone maggiormente compresse (in verde), autoequilibrate per effetto della coazione dei tiranti metallici. Questo sistema di forze elide di fatto la spinta dell'arco.

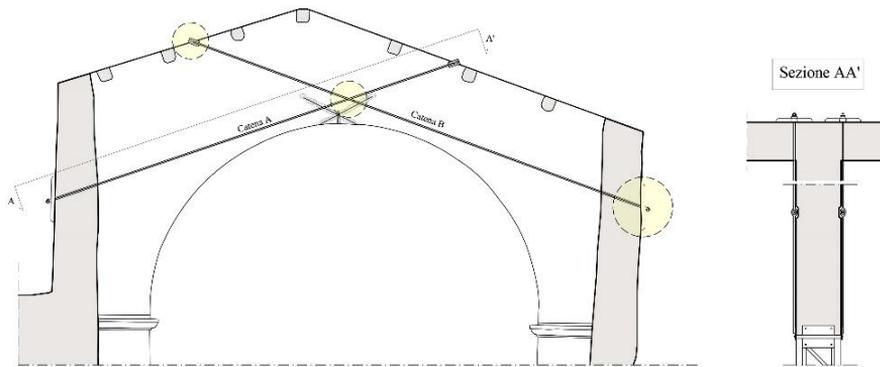


Fig. 245 - L'arco imbracato 'rinnovato', prospetto e sezione²¹¹

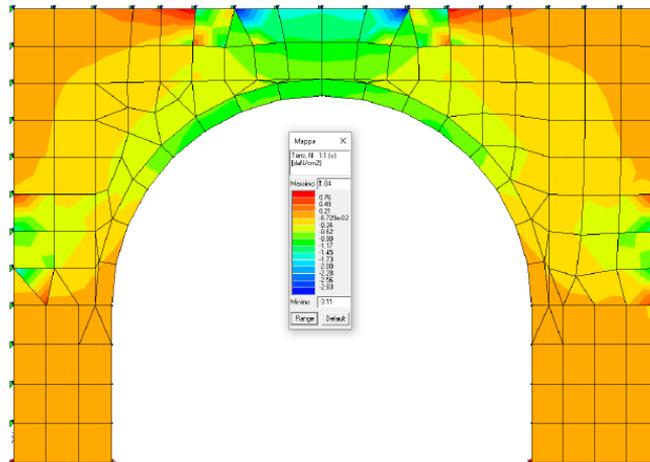


Fig. 246 - Modello generale dell'arco diffusione degli sforzi interni all'arco dovuti alle forze esterne introdotte dal sistema di consolidamento

²¹¹ Cfr. A. Negro, L. Pandolfi, L. Zani, *Chiesa di Sant'Antonio Abate ad Ancarano (PG): vulnerabilità e consolidamento*, tesi di Master in "Miglioramento sismico, restauro e consolidamento del Costruito storico e monumentale", relatori Andrea Giannantoni e Marco Zuppiroli, Università degli Studi di Ferrara - Dipartimento di Architettura, A.A. 2020/2021

Frenello Armato²¹²

Spesso si trova come presidio tradizionale di stabilizzazione delle volte (o degli archi) la presenza di muretti ad intradosso curvo: i frenelli.

Analizzando l'effetto di confinamento che questo elemento costruttivo esercita sulla struttura curva, si è pensato di proporlo come tecnica di consolidamento, rinnovandolo aggiungendo del materiale tensoresistente (materiali compositi e/o acciaio) sia all'intradosso che all'estradosso.

L'elemento così ottenuto, riesce a resistere a sforzi di compressione e trazione, comportandosi strutturalmente come una trave in muratura doppiamente armata. Il frenello in muratura impedisce il fenomeno di instabilità locale delle volte sotto sollecitazioni di tipo dinamico e i nastri in materiale composito conferiscono alla volta o all'arco la capacità di resistere a sforzi trazione impedendo o ritardando la formazione delle cerniere plastiche.

Dalle sperimentazioni e modellazioni condotte sul palazzo Emi Pandolfi a Foligno²¹³, si è visto che la messa in opera dell'intervento sulla volta del salone d'onore ha determinato una diminuzione delle deformazioni della volta rilevabili da minori spostamenti all'imposta e alla chiave dell'elemento.

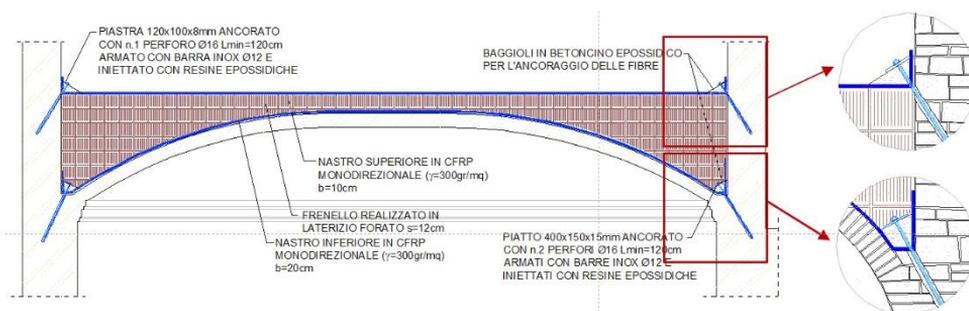
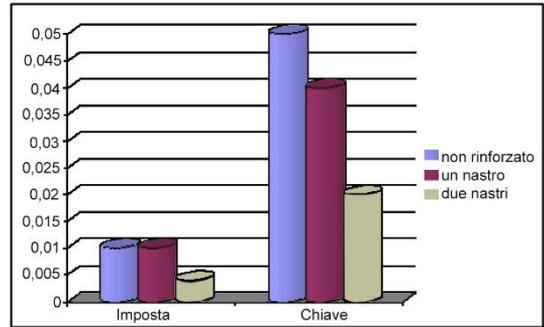


Fig. 247 - Dettaglio costruttivo del frenello armato (A. Giannantoni, 2016)

²¹² A. Borri, A. Giannantoni, *Esempi di utilizzo dei materiali compositi per il miglioramento sismico degli edifici in muratura*, in Atti del XI Convegno Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia, Dip. Ing. Civile ed Ambientale, Univ. Perugia (a cura di), Genova, 25-29 ottobre 2004, pp. 165-176

²¹³ ROCCHI 2003, p. C91

| | Spostamenti orizzontali all'imposta | Abbassamenti verticali in chiave |
|------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| Non rinforzato | 0.01 m | -0.05 m |
| Un nastro (estradosso) | 0.01 m | -0.04 m |
| Due nastri | 0.004m | -0.02 m |



Confronto degli spostamenti attesi nelle diverse fasi

Fig. 248 - Confronto degli spostamenti attesi nelle diverse fasi

La tecnica può essere ulteriormente variata inserendo all'estradosso un profilo in acciaio in luogo del composito, che invece rimane nel rinforzo estradosso. Questo consente di poter assorbire sforzi di taglio oltre che di trazione, potendo quindi avvitare direttamente il doppio tavolato al rinforzo. Questa rivisitazione delle antiche frenellature consente in molti casi di consolidare archi e volte senza utilizzo di acqua e introducendo in campo una notevolissima riduzione delle masse (si sottrae quella relativa al rinfianco sciolto e non si devono applicare solette in cemento armato), ottenendo così una rilevante diminuzione della azione sismica.

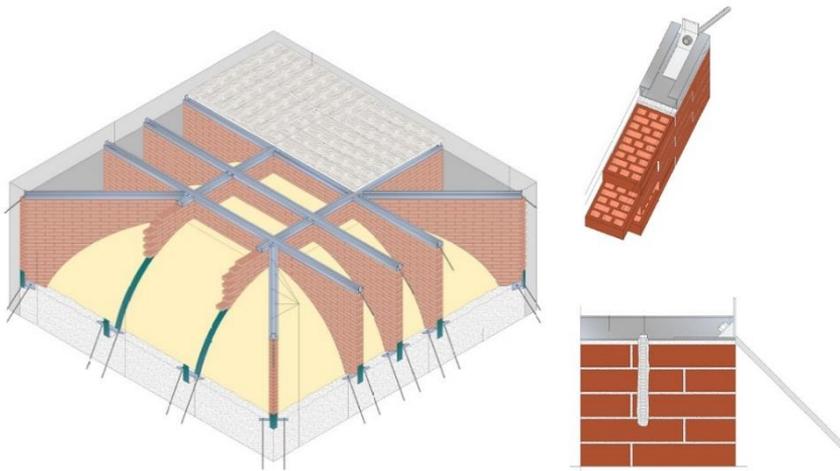


Fig. 249 - Particolari costruttivi dei frenelli armati (A. Giannantoni 2018)



Fig. 250 - Palazzo Dragonetti (AQ) Volte a crociera rinforzate con i frenelli armati (A. Giannantoni, 2018)

Catene verticali

Già nel Regio Decreto n. 573 del 1915 (rif. par. 4.2) si trovano indicazioni sul consolidamento degli edifici tramite collegamenti verticali in legno, ferro e cemento armato, che dovevano estendersi dalle fondazioni alla sommità degli edifici. L'intuizione dunque che il comportamento scatolare dovesse essere assicurato non solo da elementi orizzontali, ma soprattutto dalla combinazione di questi ultimi con elementi verticali, era sicuramente già diffuso nei primi anni del Novecento (se non anche nei secoli precedenti, se si pensa al principio del sistema baraccato). Anche il Masciari-Genoese cita l'utilizzo di collegamenti orizzontali e verticali combinati tra loro per rispondere agli sforzi di tensione e taglio cui viene sottoposta la muratura. Si ricorda che nel suo testo veniva prescritto l'utilizzo delle catene verticali in tutti gli spigoli degli ambienti, singole o binate in aderenza alle pareti²¹⁴.

La tecnica può essere riletta in chiave moderna, utilizzando tiranti in acciaio, in S.R.G. (Steel Reinforced Grout) oppure di carbonio²¹⁵. I nuovi sistemi di messa in tensione permettono un monitoraggio attivo degli stati di esercizio dei tiranti, ottenendo così, in maniera continua, una precompressione della muratura. Tale stato di precarico garantisce un aumento della resistenza a taglio delle pareti, secondo la nota relazione di Coulomb. Questo permette un aumento della sicurezza globale della fabbrica in caso di sisma per meccanismi di collasso di tipo fragili.

²¹⁴ MASCIARI-GENOESE 1915, p. 641

²¹⁵ Applicazioni di catene verticali in S.R.G. risalgono già al 2006 (A. Borri, G. Castori, A. Grazini, A. Giannantoni, in «L'Edilizia», n. 6, 2006)



Fig. 251 – Schema possibile di applicazione di una catena verticale in acciaio



Fig. 252 – Tirante verticale in opera, Palazzo Pandolfi, Foligno (PG) (A. Giannantoni 2003)

Reticolatus²¹⁶ ®

La tecnica del Reticolatus²¹⁷ ® nasce nel 2007 e si pone come una interessante possibilità di intervento di miglioramento delle caratteristiche meccaniche delle murature a faccia vista.

Problematica diffusa nel costruito storico è proprio la scarsa qualità muraria, di difficile soluzione con interventi che non siano invasivi.

L'idea nasce dall'osservazione di murature in terra cruda dove l'armatura dell'impasto è costituita da radici e ramaglie essiccate.



Fig. 253 - Muratura in terra cruda della Villa Romana di Silin, Libia (A. Giannantoni 2010)

Il Reticolatus svolge proprio questa azione confinante che ingabbia i conci del paramento murario, utilizzando un materiale fortemente resistente alla trazione e alla corrosione: si tratta di trefoli in acciaio armonico disposti nei giunti di malta. Le fasi operative principali sono:

- scarnitura dei giunti di malta della muratura, per una profondità media di 3-6 cm, avendo cura di non rimuovere la malta originale particolarmente resistente;

²¹⁶ A. Borri, M. Corradi, E. Speranzini, A. Giannantoni, *Reinforcement of Historic Masonry with High Strength Steel Cords*, in *Journal of International Masonry Society*, Masonry International (a cura di), 23, (3), 2010, pp.79-90

²¹⁷ A. Borri, M. Corradi, M. Sperandini, A. Giannantoni, *Consolidation and Reinforcement of Stone Walls using a Reinforcement Repointing Grid*, in *6th International Conference of Structural Analysis of Historical Construction*, Bath, England 2008

- idropulizia in pressione dei giunti scarniti, effettuando l'operazione alcune ore prima della successiva applicazione della malta;
- inserimento dei 'fittoni', tipicamente in numero minimo di 4 a metro quadro, disposti per quanto possibile in modo regolare secondo una maglia quadrata ed inseriti fino ad interessare almeno i due terzi dello spessore del paramento murario, lasciando la testa all'interno della faccia su cui si sta lavorando (almeno di 2-3 cm). I fittoni andranno fissati alla muratura mediante l'utilizzo di malte antiritiro specifiche a base di calce;
- esecuzione del primo rabbocco di malta di calce;
- inserimento dei trefoli in acciaio UHTSS all'interno dei giunti scarniti, passandoli per il gancio o l'anello del fittone, e percorrendo secondo traiettorie orizzontali o verticali tutto il paramento su cui si interviene;
- esecuzione del secondo rabbocco di malta dei giunti, andando così a ricoprire completamente sia i trefoli che le teste dei fittoni o delle barre;
- finitura estetica della stilatura dei giunti mediante spazzolatura degli stessi con setole metalliche.



Fig. 254 - Villa Durazzo, Santa Margherita Ligure (GE), applicazione del Reticolatus, (A. Giannantoni 2020)

La tecnica del Reticolatus è stata brevettata nel 2007 (inventori Antonio Borri ed Andrea Giannantoni). Negli anni numerose sono state le pubblicazioni scientifiche e le applicazioni dove si è rivelata una soluzione di notevole efficacia nei confronti del miglioramento della qualità delle murature storiche.

Rinforzo a compressione di colonne e pilastri con stilatura armata

L'utilizzo della stilatura armata per il rinforzo a compressione di colonne murarie rappresenta l'evoluzione contemporanea degli interventi storici di cerchiatura con elementi in ferro. Il presidio strutturale sfrutta il confinamento delle deformate radiali delle colonne per garantire un incremento della resistenza a compressione della muratura per effetto Poisson. Utilizzando dei trefoli di spessore esiguo inseriti nei ricorsi di malta si ottiene un intervento compatibile dal punto di vista della conservazione, senza risultare troppo invasivo, come talvolta si dimostrano le cerchiature tradizionali in ferro. I trefoli, ancorati all'anima della colonna attraverso l'utilizzo della resina epossidica, si realizzano di acciaio inossidabile per evitare qualsiasi fenomeno di ossidazione.

Un esempio della messa in opera della stilatura armata è fornito dall'intervento di consolidamento delle colonne del portico del convento di San Girolamo a Spello (PG)²¹⁸, dove delle pesanti cerchiature di ferro di colonne schiacciate sono state sostituite con dei trefoli in acciaio inossidabile.



Fig. 255 - Convento di San Girolamo, Spello (PG). Colonne in laterizio con evidenze di schiacciamento (A. Borri 2013)

²¹⁸ Intervento ad opera dai progettisti A. Borri, A. Giannantoni, F. Menghini, 2013



Fig. 256 - Convento di San Girolamo, Spello. Intervento di stilatura armata dei giunti di malta (A. Borri 2013)



Fig. 257 - Convento di San Girolamo, Spello. Colonne in laterizio ante e post operam (A. Borri 2013)

Cordoli in muratura armata

Il cordolo in muratura armata²¹⁹ costituisce un'evoluzione dal punto di vista meccanico e tecnologico di quelli realizzati in cemento armato. L'intervento è chimicamente e meccanicamente compatibile con i supporti murari esistenti in quanto si utilizzano, per la sua realizzazione, le stesse componenti della muratura dell'edificio. Questo garantisce un modulo elastico dell'elemento perfettamente confrontabile con quello della struttura su

²¹⁹ A. Borri, M. Corradi, A. Giannantoni, R. Sisti, *Cordoli in muratura di pietrame faccia a vista*, in «Structuralweb 202», 2016, DeLettera

cui viene eseguito l'intervento e, di conseguenza, evita la trasmissione puntuale di sforzi nell'interfaccia di connessione con la muratura.

Per la realizzazione del cordolo vengono interposti, nei ricorsi di malta delle reti in GFRP (fibre di vetro) per conferire alla muratura la capacità di resistere a sforzi di trazione.

L'elemento così ottenuto è in grado di irrigidire la muratura nel proprio piano contenendo spostamenti eccessivi in fase sismica e di trattenere, attraverso il collegamento con le murature sottostanti, eventuali cinematismi fuori piano. Ha anche la funzione di ridistribuire le tensioni verticali di compressione nel piano delle pareti evitando picchi di sforzo in aree concentrate.



Fig. 258 - Costruzione del cordolo in muratura armata e prova di carico (A. Giannantoni 2016)

Cordolo metallico

Il cordolo in muratura armata può ospitare, al di sopra di esso, una cordolatura in acciaio, costituita da un singolo piatto oppure da una trave reticolare piana. L'elemento presenta una notevole flessibilità nel piano delle pareti, comparabile con quella della muratura e nel piano di falda il cordolo possiede l'inerzia necessaria per contenere spostamenti sommitali eccessivi durante la fase sismica. In questo modo contiene anche cinematismi fuori piano delle pareti a cui è collegato tramite perfori armati.

L'elemento può essere anche posizionato da solo in sommità alla muratura opportunamente spianata. In questo caso l'effetto benefico indotto è lo stesso che assicuravano i tiranti lignei (naturalmente ben diversi sono i problemi di durabilità). In questa configurazione il presidio è in grado di collegare efficacemente le murature ma non

di distribuire i carichi della copertura, come invece fa quando è abbinato al cordolo in muratura armata.



Fig. 259 – Castello Visconteo di Cusago (MI). A sinistra il cordolo metallico e a destra lo stesso posto sopra un cordolo in muratura armata. (A. Giannantoni 2020)

Spine armate

Le riprese murarie sono fra gli interventi più diffusi nel campo del consolidamento. Mirano al ripristino della continuità, consentendo la trasmissione degli sforzi di compressione. La ricerca del miglioramento della connessione delle murature attraverso una ricostruzione a cucì e scuci implica la necessità della creazione di un ingranamento fra le parti al fine di trasmettere gli sforzi di taglio. Questo non sempre accade perché, la scarsa qualità muraria è associata alle modeste dimensioni dei conci, rendendo difficile l'ingranamento delle riprese murarie.

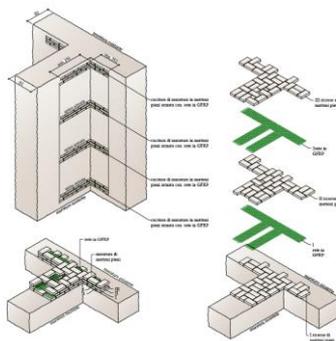


Fig. 260 - Dettaglio grafico delle spine armate

Si vuole proporre una variante all'intervento tradizionale di cuci e scuci, creando delle vere e proprie 'spine armate', cioè degli innesti murari con conci regolari (tipicamente laterizi) aventi dei giunti di malta contenenti una rete in fibra di vetro. Le connessioni avranno così una resistenza a taglio, essendo i due lati della 'spina' solidarizzati attraverso la malta armata



Fig. 261 - 'Spine Armate', Palazzo Dragonetti, L'Aquila (A. Giannantoni, 2016)

Si conclude questo *excursus* precisando che molte tecniche tradizionali spesso mostrano, in origine, una elevata efficacia, principalmente dovuta al fatto che non alterano lo schema strutturale della costruzione, ma tendono ad assecondarlo, migliorando la risposta alle azioni sismiche.

Il degrado dei materiali comporta, di norma, una diminuzione della efficienza dei sistemi costruttivi, ad eccezione dei presidi murari (speronature, archi di contrasto, sostruzioni, etc.) e, in taluni casi, di quelli metallici (catene, fasciature, travature, etc.).

Oggi abbiamo a disposizione nuovi materiali, nuove tecnologie e nuovi e adeguati strumenti di analisi che consentono di intervenire proteggendo i presidi ancora efficienti; questo apre la possibilità di riproporre dei nuovi del tutto simili agli esistenti o, in qualche caso, rinnovati, per favorire una loro maggiore durabilità ed efficacia nel tempo.

Talvolta si ottiene un miglioramento dell'assetto strutturale della fabbrica muraria riattivando le risorse strutturali originali (qualora ancora presenti ed efficienti) e contemporaneamente eliminando i presidi strutturali incongrui.

8. Conclusioni

La trasformazione delle fabbriche murarie nel corso dei secoli ha prodotto organismi strutturali caratterizzati da giustapposizioni e sovrapposizioni di più parti. La ragione è da ricercare nel cambiamento delle esigenze funzionali, nei mutamenti urbanistici o nella risposta a tragici eventi calamitosi (terremoti, incendi, frane, guerre). Il sapere e la regola dell'arte hanno sempre guidato gli aspetti costruttivi legati alla sicurezza durante queste operazioni trasformative.

Il progresso scientifico e tecnologico che caratterizza, in particolar modo, i decenni compresi tra la fine del XIX secolo e l'inizio del XX, entra con vigore nella cultura operativa architettonica; l'utilizzo del cemento armato dalle sue prime applicazioni si estende in modo esponenziale nel giro di pochi anni e si propone come soluzione costruttiva economicamente accessibile e di facile messa in opera, in grado di assicurare prestazioni a favore di sicurezza che fino a quel momento erano state difficili da ottenere. La sua facilità di controllo, anche dal punto di vista di modelli matematici di riferimento utili per il dimensionamento strutturale in fase di progettazione, dapprima ha affiancato le conoscenze della regola dell'arte e della tradizione costruttiva in muratura, per poi però soverchiarla in breve tempo per effetto delle mutate esigenze (necessità di grandi volumi di costruito, ricostruzione massiva post bellica, etc.).

Il costruito storico monumentale ha subito interventi di consolidamento o rinnovamento con i nuovi materiali a partire dai primi anni del Novecento. Questo ha comportato interventi che, se da un punto di vista conservativo lasciano molti dubbi, da quello strutturale sicuramente hanno provocato una mutazione del comportamento originario delle fabbriche, spesso controproducente.

Lo strumento dell'Analisi Evolutiva del Dissesto, presentato in questa ricerca (rif. cap. 5), fornisce una chiave di lettura semi-speditiva del comportamento strutturale degli edifici in esame, tenendo in considerazione l'influenza che le trasformazioni della fabbrica hanno su di esso. Il porre in relazione le diverse parti dell'organismo architettonico consente di cogliere quello che l'analisi cinematica classica, ragionando invece 'per parti', non fa.

È acclarato ormai che le strutture murarie antiche hanno una complessità meccanica difficilmente approssimabile con modellazioni globali. Da queste possiamo attenderci conferme o smentite di quanto sviluppato con verifiche locali, appunto per parti.

Di tutto ciò se ne è dato riscontro nel capitolo 6 della ricerca, dove ciascun caso studio è stato trattato con entrambi i tipi di analisi. Il porre in gerarchia gli eventi cinematici possibili (A.E.D.) consente così di valutare verosimilmente le forze di innesco

(moltiplicatori di collasso) apportando delle correzioni ai valori numerici in funzione della relazione fra le varie parti. Il successo dell'applicazione di questo metodo è quindi strettamente legato alla consapevolezza delle relazioni meccaniche fra di esse, che può derivare solo da un'approfondita conoscenza della storia del fabbricato e delle sue vicende costruttive.

Solo così Ingegneria e Restauro Architettonico possono coesistere, trovando un'utile soluzione della problematica dell'apparente contrasto fra sicurezza e conservazione.

La lettura delle fabbriche murarie, la comprensione delle fasi trasformative e delle tecniche costruttive che le caratterizzano, dei problemi legati alla sicurezza strutturale portano a concludere che spesso i presidi tradizionali, concepiti applicando la regola dell'arte, garantiscono un livello di sicurezza compatibile con l'uso del bene.

La violenta e spesso acritica sovrapposizione di tecniche costruttive moderne che prevedevano l'uso diffuso e improprio del cemento armato ha portato molto spesso alla negazione di alcune funzioni strutturali, fra cui quelle dei presidi originali. Altre volte si assiste invece alla diminuzione della sicurezza globale del fabbricato, come già dimostrato in questa dissertazione. L'idea quindi di operare un 'restauro del restauro' appare quanto mai necessaria in organismi murari compromessi da interventi strutturalmente incongrui.

Riproporre alcune tecniche di consolidamento tradizionali non diventa così solo un'operazione di restauro architettonico, ma anche di miglioramento sismico: l'attualizzazione di alcune tecniche tradizionali, come visto nel paragrafo 7.3., porta a risolvere il problema della durabilità dei presidi tradizionali, unitamente all'incremento dell'efficienza strutturale.

Se vogliamo, il nostro atteggiamento culturale è in parte simile a quello degli studiosi e dei tecnici di fine Ottocento e inizio Novecento, con la differenza che oggi possiamo disporre di nuovi strumenti di conoscenza, fra cui l'Analisi Evolutiva del Dissesto, che consente di ottimizzare l'intervento rendendolo minimamente invasivo; il metodo si rivolge alla soluzione delle vulnerabilità strutturali di ordine superiore 'disinnescando' così le altre, per le quali si può operare con un'attività di vigile controllo (monitoraggio), senza la necessità dell'intervento ad ogni costo.

I presidi antichi da ricercare, studiare e innovare, nell'ambito della disciplina del restauro, sono una risorsa per il cantiere di consolidamento e offrono una risposta possibile alla richiesta di sicurezza strutturale nel rispetto della conservazione.

Solo la conoscenza dell'Architettura e della 'Scienza Medica delle Costruzioni' potranno consentire tutto ciò.

9. Bibliografia

AA.VV. 1980

AA.VV., *Il terremoto della Valnerina del 19 Settembre 1979*, in «Annali di Geofisica», vol. 33, Roma 1980, pp. 67-100

AA.VV. 1984

AA.VV., Cassa di risparmio di Vercelli (a cura di), *Luigi Bruzza: storia, epigrafia, archeologia a Vercelli nell'Ottocento, Guida alla mostra*, Vercelli - Museo Leone 5-20 Ottobre 1984

AA.VV. 1987

AA.VV., *La protezione del patrimonio culturale. La questione sismica. Il seminario nazionale di studio*, Gangemi, Roma 1987

AA.VV. 1910

AA. VV., *XII Congresso degli ingegneri ed architetti italiani in Firenze, 3-9 ottobre 1909: Atti*, Vestri, Prato 1910

AA.VV. 1910

AA. VV., *L'arte moderna di fabbricare*, Milano 1910

AA. VV. 1917

AA. VV., *Per le costruzioni nei paesi del territorio marsicano. Relazione della Commissione sociale*, in «Annali d'Ingegneria e d'Architettura», XXXII, n. 4, 16 febbraio 1917, pp. 44-59

AA. VV. 1932

Federazione Provinciale Fascista (a cura di), *Le opere del Fascismo per la ricostruzione di Messina, I-X*, Grafiche La Sicilia, Messina 1932

AGAMENNONE 1913

G. Agamennone, *Le case che si sfasciano e i terremoti*, in «Rivista di Astronomia e Scienze Affini», anno VII, Stabilimento Tipografico G.U. Cassone, Torino 1913

ALFANI 1905

G. Alfani, *I terremoti e le case. Appunti popolari di sismologia*, Alfani e Venturi, Firenze 1905

ALFANO 1910

G. B. Alfano, *Sismologia moderna*, Hoepli, Milano 1910

ANGELONI *et al.* 2020

A. Angeloni, M. Paradiso, A. Giannantoni, *The Church of S. Giovanni Battista Decollato at Mensano (Siena): an assessment of structural condition of the Church and adjacent buildings*, Atti del Convegno RIPAM, 2020

ANONIMO 1881

Anonimo, *Leggi, decreti, ordinanze e provvedimenti generali emanati dai cessati Governi d'Italia per la conservazione dei Monumenti e la esportazione delle opere d'arte*, Salviucci, Roma 1881

Archivio di Stato di Roma, Fondo Ministero dell'Interno, Titolo II (Amministrazione Pubblica), Rubrica 36 (Agricoltura), b. 462

AUGENTI, PARISI 2019

N. Augenti, F. Parisi, *Teoria e tecnica delle strutture in muratura: Analisi e progettazione*, Hoepli, Milano 2019

AURELI, STEFANELLI 1980

C. Aureli, E. Stefanelli, *Visso: appunti su una città*, Tesi di laurea in Architettura, "Sapienza" Università degli Studi di Roma, Roma, 1980

AVETA 1989

A. Aveta, *Restauro architettonico e conoscenza strutturale*, Arte Tipografica, Napoli 1989

AVETA 2017

A. Aveta, *Progetto Cantiere: problematiche strutturali*, in *Ricerca/Restauro*, D. Fiorani (a cura di), Quasar, Roma 2017

AVONDO 1909

S. A. Avondo, *Del sistema di costruzioni da adottarsi nelle località soggette ai terremoti*, in «La Casa», n. 3, 1909

BALDACCI 1970

R. Baldacci, *Scienza delle Costruzioni*, Utet, Torino 1970

BALDUCCI 1906

G. Balducci, *Case economiche speciali resistenti al terremoto. Sistema brevettato Balducci*, Manuzio, Roma 1906

BARATTA 1901

M. Baratta, *I terremoti in Italia. Saggio di storia, geografia e bibliografia sismica italiana con 136 sismocartogrammi*, Fratelli Bocca, Milano 1901

BARATTA 1907

M. Baratta, *A proposito del nuovo codice di edilizia sismica per le Calabrie*, Guerriero Guerra, Perugia 1907

BARATTA 1908

M. Baratta, *Le nuove costruzioni in Calabria dopo il disastroso terremoto dell'8 settembre 1905*, Società tipografica modenese, Modena 1908

BARATTA 1910

M. Baratta, *La catastrofe sismica calabro-messinese (28 dicembre 1908)*, 2 vol., Forni, Roma 1910

BARAVELLI, PACCHIONI 1909

G. C. Baravelli, A. Pacchioni, *Relazione della commissione per lo studio delle costruzioni antisismiche*, in «Annali della Società degli Ingegneri e Architetti italiani», XXIV, 1909

BARBISAN *et al.* 1983

U. Barbisan, F. Laner, E. Sguaro, *Terremoto ed architettura: il trattato di Eusebio Sguaro e la sismologia nel Settecento*, Collana di teoria e storia della tecnologia, 1, Venezia 1983

BARBISAN, LANER 1986

U. Barbisan, F. Laner, *I secoli bui del terremoto*, Angeli, Milano 1986

BARUCCI 1984

C. Barucci (a cura di), *Strumenti e cultura del progetto. Manualistica e letteratura tecnica in Italia 1860-1920*, Officina, Roma 1984

BARUCCI 1990

C. Barucci, *La casa antisismica [The antiseismic house], Prototipi e brevetti* Gangemi, Roma 1990

BECCHETTI, FERRARI 2004

P. Becchetti, G. Ferrari, *Fotografia e osservazione scientifica. Robert Mallet e il reportage fotografico nelle aree del terremoto del 16 dicembre 1857*, in *Viaggio nelle aree del terremoto del 16 dicembre 1857. L'opera di Robert Mallet nel contesto scientifico e ambientale attuale del Vallo di Diano e della Val d'Agri*, a cura di G. Ferrari, vol.1, pp.63-92, Bologna 2004

BELLI *et al.* 2002

P. Belli, R. Sparacio, G. Tampone, *Metodi tradizionali ed innovativi per il restauro strutturale*, Edizioni Scientifiche Italiane, Napoli 2002

BELLUZZI 1941

O. Belluzzi, *Scienza delle costruzioni*, Zanichelli, Bologna 1941

BENCIVENNI *et al.* 1987

M. Bencivenni, R. Dalla Negra, P. Grifoni, *Monumenti e Istituzioni*, parte I, Alinea, Firenze 1987

BENCIVENNI *et al.* 1987

M. Bencivenni, R. Dalla Negra, P. Grifoni, *Monumenti e Istituzioni*, parte II, Alinea, Firenze 1987

BENVENUTO 1981

E. Benvenuto, *La Scienza delle Costruzioni e il suo sviluppo storico*, Sansoni, Firenze 1981

BENVENUTO *et al.* 1994

E. Benvenuto, F. Laner, V. Pastor, *Restauro Architettonico, il tema strutturale*, Essegi, Ravenna 1994

BERTOLASO, BOSCHI 2007

G. Bertolaso, E. Boschi, *I terremoti dell'Appennino Umbro-Marchigiano*, Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Roma 2007

BEVILACQUA 1981

P. Bevilacqua, *Catastrofi, continuità, rotture nella storia del Mezzogiorno*, in «Laboratorio politico», n. 5-6, 1981

BEZZINA 2013

D. Bezzina, *Organizzazione corporativa e artigiani nell'Italia medievale*, in «Reti Medievali» n. 14, 2013, pp. 351-374

BIANCHI 1909

E. Bianchi, *Edilizia antisismica*, in «Monitore Tecnico», n. 6, Milano 1909

BIANCO 2010

A. Bianco (a cura di), *La 'casa baraccata'. Guida al progetto e al cantiere di restauro*, Ginevra Bentivoglio, Roma 2010

BIANCONCINI 1906

P. Bianconcini, *Relazione comitato di soccorso emiliano-romagnolo per il terremoto in Calabria*, Bologna 1906

BIFULCO 2004

F. Bifulco, *L'evoluzione storico legislativa*, rivista on-line «Diritto & Diritti», maggio 2004

BISTONI, BOZZI 1983

U. Bistoni, F. Bozzi, *Norcia. Storia e storiografia di una città*, Volumnia, Perugia 1983

BITTARELLI 1986

A. Bittarelli, *Affreschi a Piobbico e Sarnano*, in «L'esagono», n. 31, 1986, pp. 26-33

BOITO 1883

C. Boito, *Carta del Restauro*, Roma 1883

BOLDI 1909

M. A. Boldi, *Come si deve costruire contro il terremoto*, in «Natura e arte», n. 5-6, 1-15 febb., 1909

BOLDI 1910

M. A. Boldi, *Difesa delle case popolari contro il terremoto e commenti alle Norme tecniche ed igieniche obbligatorie*, in «Le case popolari», Milano 1910, pp. 609-641 e 1190-1192

BOLTZMANN 1999

L. Boltzmann, *Modelli matematici, fisica e filosofia, scritti divulgativi*, Bollati Boringhieri, Torino 1999

BORCHI, MACII 2013

E. Borchi, R. Macii, *Le origini della moderna sismologia*, Nardini, Firenze 2013

BORRI, GIANNANTONI 2003

A. Borri, A. Giannantoni, *Palazzo Elmi Pandolfi-Foligno, Perugia*, in P. Rocchi (direttore scientifico), *Trattato sul Consolidamento*, Mancosu, Roma 2003, pp. C78-C93

BORRI, GIANNANTONI 2004

A. Borri, A. Giannantoni, *Esempi di utilizzo dei materiali compositi per il miglioramento sismico degli edifici in muratura*, in Atti del XI Convegno Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia, Dip. Ing. Civile ed Ambientale, Univ. Perugia (a cura di), Genova, 25-29 ottobre 2004, pp. 165-176

BORRI *et al.* 2008

A. Borri, M. Corradi, M. Sperandini, A. Giannantoni, *Consolidation and Reinforcement of Stone Walls using a Reinforcement Repointing Grid*, in 6th International Conference of Structural Analysis of Historical Construction, Bath, England 2008

BORRI, DE MARIA 2009

A. Borri, A. De Maria, *L'indice di Qualità Muraria (IQM): evoluzione ed applicazione nell'ambito delle norme tecniche per le costruzioni del 2008*, Bologna 28 giugno-2 luglio 2009, XIII Convegno ANIDIS *L'ingegneria Sismica in Italia*

BORRI *et al.* 2010

A. Borri, M. Corradi, E. Speranzini, A. Giannantoni, *Reinforcement of Historic Masonry with High Strength Steel Cords*, in «Journal of International Masonry Society», Masonry International (a cura di), 23-3, 2010, pp.79-90

BORRI *et al.* 2016

A. Borri, M. Corradi, A. Giannantoni, R. Sisti, *Cordoli in muratura di pietrame faccia a vista*, in «Structuralweb 202», 2016, DeLettera

BORRI, DE MARIA 2019

A. Borri, A. De Maria, *Qualità muraria secondo il metodo IQM: aggiornamento alla circolare esplicativa n. 7 del 2019*, in «Structuralweb 222», DeLettera, 2019

BORRI, DONÀ 2011

A. Borri, C. Donà (a cura di), *Manuale delle murature storiche*, DEI, Roma 2011

BOSCHI *et al.* 2000

E. Boschi, E. Guidoboni, G. Ferrari, D. Mariotti, G. Valensise, P. Gasperini, *Catalogue of Strong Italian Earthquakes from 461 B.C. to 1997*, Version 3 of the Catalogo dei Forti Terremoti in Italia, in *Annali di Geofisica*, Vol. 43, n. 4, 2000

BOTTAZZI 1909

U. Bottazzi, *Case da costruire nelle regioni devastate dal terremoto*, in «La Casa», n. 5, 1909

BRANDI 1977

C. Brandi, *Teoria del restauro*, Einaudi, Torino 1977 (1° ed. Edizioni di Storia e Letteratura, Roma, 1964)

BREYMANN 1926

G. A. Breymann, *Trattato generale di costruzioni civili: Costruzioni in pietra e strutture murali di Otto Warth*, con note dell'Ing. Gustavo Giovannoni, Dottor Francesco Vallardi, Milano 1926

BUSSI 2004

L. Bussi (a cura di), *Trattato sul consolidamento*, dir. scientifica di P. Rocchi, Mancosu, Roma 2004

CALVI 2017

P. M. Calvi, M. Moratti, G. M. Calvi, *Isolatori sismici a scorrimento con materiali a diverso coefficiente di attrito*, in «Progettazione Sismica», vol. 6, n. 1, Anno 2015 2017

CANGI 2005

G. Cangì, *Manuale del recupero strutturale e antisismico*, DEI, Roma 2005

CANGI *et al.* 2010

G. Cangì, M. Carboni, A. De Maria, *Analisi strutturale per il recupero antisismico, Calcolo dei cinematicismi per edifici in muratura secondo le NTC*, DEI, Roma 2010

CAPECCHI, RUTA 2011

D. Capecchi, G. C. Ruta, *La scienza delle costruzioni in Italia nell'Ottocento: un'analisi storica dei fondamenti della scienza delle costruzioni*, Springer, Milano 2011

CARBONARA 1997

G. Carbonara, *Avvicinamento al Restauro, Teoria, storia, monumenti*, Liguori, Napoli 1997

CARLINO, PETRUCCI 2015

S. Carlino, G. Petrucci, *Il lungo cammino della ricerca sismica*, Global Research Centre Italy-Geoblog, 2015

CARTAPATI 2004

E. Cartapati, *Presidi antisismici*, in G. Carbonara (diretto da), *Atlante del Restauro*, Utet, tomo II, sez. G7, Torino 2004

CASTIGLIANO 1879

C. A. Castigliano, *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques et ses applications*, Auguste Frédéric Negro, Torino 1879

CATTANEO 1889

L. Cattaneo, *L'arte muratoria: dettagli di costruzioni*, Vallardi, Milano 1889

CAVALLINI 2005

M. Cavallini, *Fortuitum & sorditum opus, Appunti di storia della metallurgia*, Crace, Perugia 2005

CAVEGLIA 1909

C. Caveglia, *Pensieri sull'impiego del cemento armato in località soggette a terremoti*, in «Annali della Società degli Ingegneri e degli Architetti italiani», XXIV, 1909

CENTOFANTI *et al.* 1985

M. Centofanti, G. Cifani, A. Del Bufalo, *Catalogo dei disegni di Gustavo Giovannoni conservati nell'Archivio del Centro Studi per la Storia dell'Architettura*, Roma 1985

CIGNI 1978

G. Cigni, *Il consolidamento murario. Tecniche di intervento*, Kappa, Roma 1978

CIRANNA, MONTUORI 2014

S. Ciranna, P. Montuori, *Sebastiano Bultrini (1867-1936) ingegnere, architetto e urbanista: dall'attività romana tra le due guerre alla ricostruzione della Marsica post-sisma del 1915*, in S. D'Agostino, S. Fabricatore (a cura di), *History of Engineering, international conference on History of Engineering - Atti del V convegno di Storia dell'Ingegneria (Napoli 19-20 maggio)*, Cuzzolin, Napoli 2014, pp. 1195-1210

Collegio degli Ingegneri ed Architetti in Napoli, *Relazione della Commissione nominata dal Collegio per studiare le cause che concorsero al disastro di Casamicciola sotto il punto di vista architettonico e sul miglior sistema di ricostruzione delle case*, Napoli 1883

COLOMBO 1912

G. Colombo, *Manuale degli ingegneri*, Hoepli, Milano 1912

COMO, LANNI 1979

M. Como, G. Lanni, *Elementi di Costruzioni Antisismiche*, Edizioni Scientifiche Cremonese, Roma 1979

COMO 2010

M. Como, *Statica delle costruzioni storiche in muratura*, Aracne, Roma 2010

CONTI 2010

E. Conti, Il terremoto rappresentato, in «Geostorie, Bollettino e notiziario del centro italiano per gli studi storico-geografici», anno 18, n. 3, settembre-dicembre 2010

CORDELLA, CRINITI 1988

R. Cordella, N. Criniti, *Nuove iscrizioni latine di Norcia, Cascia e Valnerina*, Accademia Spoletina, Norcia 1988

CORDELLA 1995

R. Cordella, *Norcia e il territorio. Guida storico-artistica*, Città Castello, Norcia 1995

CORDELLA 2004

R. Cordella, *Norcia: guida storico-artistica. Una mostra, un restauro*, Comune Norcia, Norcia 2004

CORDELLA, CRINITI 2008

R. Cordella, N. Criniti, *Ager Nursinus: Storia, epigrafia e territorio di Norcia e della Valnerina romane*, Dep. Storia Patria Umbria, Perugia 2008

CURIONI 1865

G. Curioni, *L'arte di fabbricare, ossia corso completo di istituzioni teorico-pratiche per gli ingegneri, per gli architetti, per i periti in costruzione e pei misuratori*, Augusto Federico Negro, Torino 1865-1884

CURIONI 1870

G. Curioni, *L'Arte di Fabbricare*, Augusto Federico Negro, Torino 1870

CUTRUFELLI 1906

S. Cutrufelli, *Le costruzioni civili nelle zone sismiche*, in «Congresso degli ingegneri e degli architetti», Milano 1906

D'AMELIO, DE CESARIS 2015

M. G. D' Amelio, F. De Cesaris, *Costruire a Roma nel primo Novecento*, in F. De Cesaris (a cura di), *Costruzioni dei secoli XIX-XX in Italia centrale. Architettura, scienza, tecniche e restauro*, Palombi, Roma 2015, pp. 14-16

DANUSSO 1909

A. Danusso, *La statica delle costruzioni antisismiche*, in «Atti della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino», XLIII, 5-6, Torino 1909, pp. 65-87

DA PAOLO 1909

M. Da Paolo, *Qual è il miglior sistema di costruzione per le zone sismiche?*, in «Annali della Società degli Ingegneri e degli Architetti italiani», Roma 1909

DE ANDREIS 1883

F. De Andreis, *I terremoti d'isola d'Ischia del luglio 1883*, Lucanus, Genova 1883

DE CESARIS, PICARRETA 2008

F. De Cesaris, F. Picarreta, *La cultura della normativa antisismica e la sua evoluzione*, in *28 dicembre 1908. La grande ricostruzione dopo il terremoto del 1908 nell'area dello Stretto S. Valeri* (a cura di), CLEAR, Roma 2008

DE DOLOMIEU 1785

D. De Dolomieu, *Memoria sopra i terremoti della Calabria nell'anno 1783*, Napoli 1785

DE IONNA, PICARRETA 2000

A. De Ionna, F. Picarreta, *Il consolidamento antisismico nell'edilizia del XVIII e XIX secolo: regola dell'arte e processo evolutivo della normativa antisismica*, in «Palladio», n. 26, 2000, p. 100

DE MARIA 1906

A. De Maria, *Stato attuale dell'industria elettrica del ferro in Italia ed all'estero: forni elettrici per la produzione dell'acciaio*, S. Lattes e C., Torino 1906

DE ROSSI 1874

M. S. De Rossi, *La antica basilica di S. Petronilla presso Roma testé discoperta crollata per terremoto*, in «Buletino del Vulcanismo Italiano», 1, 1874, pp. 62-65

DE ROSSI 1879

M. S. De Rossi, *La meteorologia endogena*, Dumolard, Milano 1879

DI PASQUALE 1996

S. Di Pasquale, *L'Arte del Costruire, tra conoscenza e scienza*, Marsilio, Venezia 1996

DI STEFANO 1990

R. Di Stefano, *Il consolidamento strutturale nel restauro architettonico*, Edizioni Scientifiche Italiane, Napoli 1990

DOCCI, TURCO 2010

M. Docci, M.G. Turco (a cura di), *L'architettura dell'“altra” modernità*, Atti del XXVI Congresso di Storia dell'Architettura (Roma, 11-13 aprile 2007), Gangemi, Roma 2010

DOGLIONI, MAZZOTTI 2007

F. Doglioni, P. Mazzotti (a cura di), *Codice di Pratica per gli interventi di miglioramento sismico nel restauro del patrimonio architettonico, Integrazione alla luce delle esperienze nella Regione Marche*, Regione Marche, Ancona 2007

DONGHI 1909

D. Donghi, *Per il disastro meridionale: Organi di difesa e Sistemi di ricostruzione, con prefazione di Antonio Fradeletto (Comitato Veneto-Trentino pro Calabria e Sicilia)*, Ferrari, Venezia 1909

DONGHI 1909

D. Donghi, *Organi di difesa e sistemi di costruzione nei paesi colpiti frequentemente da terremoti*, in «Rivista di ingegneria sanitaria», V, n. 6, 15 mar. 1909, pp. 81-83

DONGHI 1925

D. Donghi, *Manuale dell'Architetto*, Unione tipografico-editrice torinese, Torino 1925-1935

EULERO 1744

L. Eulero, *Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes, sive solutio problematis isoperimetrici latissimo sensu accepti*, Marcum Michaellem Bousquet, Lausannae & Genevae, 1744

EUSEBIO SEVERINI 1993

D. Eusebio Severini, *La chiesa di S. Maria Argentea di Norcia. Pieve Collegiata Cattedrale*, Millefiorini, Norcia 1993

FABBI 1965

A. Fabbi, *Visso e le sue valli*, Arti grafiche Panetto e Petrelli, Spoleto 1965

FABBI 1971

A. Fabbi, *Origini del Comune di Visso*. In *Studi maceratesi, La città medievale nella marca*, Atti del VII Convegno di studi maceratesi, 25-26 settembre 1971, Centro di studi maceratesi, Visso 1971

FABBI 1975

A. Fabbi, *Breve Storia di Norcia*, S. Benedetto, Norcia 1975

FABBI 1976

A. Fabbi, *Storia dei comuni della Valnerina*, Spoleto 1976

FANELLI 2020

G. Fanelli, *Catalogo della produzione di vedute stereoscopiche dello stabilimento fotografico Alphonse Bernoud*, Firenze 2020

FAVARO 1874

A. Favaro, *Intorno ai mezzi usati dagli antichi per attenuare le disastrose conseguenze dei terremoti*, Grimaldi & C., Venezia 1874

FAVARO 1883

A. Favaro, *Norme di costruzione per aumentare la resistenza degli edificii contro il terremoto*, Antonelli., Venezia 1883

FERRARI, GUIDOBONI 1987

G. Ferrari, F. Guidoboni, *Mallet's microseismic survey on the Neapolitan earth-quake of 16th december 1857*, ING, Bologna 1987

FERRARI *et al.* 2004

G. Ferrari (a cura di), M. Caciagli, G. Tarabusi, *Sulle tracce di Robert Mallet e Alphonse Bernoud: paesaggi naturali e antropici che cambiano*, in *Viaggio nelle aree del terremoto del 16 dicembre 1857. L'opera di Robert Mallet nel contesto scientifico e ambientale attuale del Vallo di Diano e della Val d'Agri*, vol.1, pp. 289-312, Bologna 2004

FIANDACA 2014

O. Fiandaca, *Le betòn armè “système Hennebique” a Messina fra XIX e XX secolo. Dalle sperimentazioni pre-terremoto del brevetto alle sue declinazioni antisismiche*, Aracne, Roma 2014

FIORANI 2007

D. Fiorani, *Rovine e ‘Miracoli artistici’ del terremoto di Avezzano. Le architetture storiche nella piana del Fucino*, in M. P. Sette, M. Caperna, M. Docci, M. G. Turco (a cura di), *Saggi in onore di Gaetano Miarelli Mariani*, «Quaderni dell’istituto di Storia dell’Architettura», s. 44-50 (2004-2007), pp. 491-502

FIORANI 2008

D. Fiorani, *Costruire, recuperare e rifinire: tecniche edilizie bassomedievali nel centro Italia*, in «Il reimpiego in architettura. Recupero, trasformazione, uso» Roma, 8-9 novembre 2007, École Française de Roma, “Sapienza” Università degli Studi di Roma, pp. 575- 591

FIORANI 2009

D. Fiorani (a cura di), *Restauro e tecnologie in architettura*, Carocci, Roma 2009

FIORANI 2009

D. Fiorani, *Edifici storici, stratificazioni e danni nell’aquilano, una panoramica*, in «Arkos», 2009, vol. 20, pp. 8-17

FIORANI 2011

D. Fiorani, *Il perenne ciclo del divenire nel cantiere storico aquilano. Annotazioni su tessuto urbano, architetture e costruzione nella città dei terremoti*, in «Città e Storia», 6, 1, 2011, pp. 239-260

FIORELLI 1881

G. Fiorelli (a cura di), *Leggi, Decreti, Ordinanze e provvedimenti generali emanati dai Cessati Governi d’Italia per la conservazione dei Monumenti e l’esportazione delle opere d’arte*, Salviucci, Roma 1881

FLAMENT-HENNEBIQUE 1909

R. Flament-Hennebique, *Il calcestruzzo armato e i terremoti*, conferenza della società degli ingegneri di Francia, Parigi, 5 marzo 1909, C. Galatola, Catania

FORMENTI 1893

C. Formenti, *La pratica del fabbricare*, Hoepli, Milano 1893

FRANCONI 2018

V. Franconi, *Rinascita, tenacia e speranza dai luoghi del sisma: Ussita, Visso e Castelsantangelo sul Nera*, Visso, 2018

FRIZZI 1907

A. Frizzi, *Case in cemento armato contro i terremoti*, Torino 1907

FULCI 1916

L. Fulci, *Le leggi speciali italiane in conseguenza dei terremoti*, in *Enciclopedia Giuridica Italiana*, vol. XVI, parte I, Società Editrice Libreria, Milano 1916

FUMI 1901

L. Fumi, *L'archivio della città di Visso*, Tip. Capitolina D. Battarelli, Roma 1901

GALLIANI 1981

G. V. Galliani, *Effetti della rivoluzione industriale sul costruire. Episodi del costruire prima e dopo la rivoluzione industriale*, Ecig, Genova 1981

GALLO CURCIO 2007

A. Gallo Curcio, *Sul consolidamento degli edifici storici*, EPC, Roma 2007

GIANNANTONI – in corso di pubblicazione

A. Giannantoni, *L'Architetto Consolida*, Maggioli, Bologna

GIORDANO 1864

F. Giordano, *Industria del ferro in Italia*, Tipografia Cotta e Capellino, Torino 1864

GIOVANNONI 1925

G. Giovannoni, *Per la ricostruzione di città e di borgate italiane distrutte*, in «Nuova Antologia», 16 marzo 1917, pp. 156-165

GIOVANNONI 1925

G. Giovannoni, *Questioni d'Architettura nella storia e nella vita*, Società Editrice d'Arte Illustrata, Roma 1925

GIUFFRÈ 1987

A. Giuffrè, Cento anni di norme sismiche, in «Ingegneria sismica», IV, n. 2, maggio-agosto 1987, pp. 13-18

GIUFFRÈ 1991

A. Giuffrè, *Letture sulla Meccanica delle Murature Storiche*, Kappa, Roma 1991

GIUFFRÈ 1992

A. Giuffrè, *La meccanica nell'Architettura*, La Nuova Italia Scientifica, Firenze 1992

GIUFFRÈ, CAROCCI 1997

A. Giuffrè, C. Carocci, *Codice di Pratica per la sicurezza e la conservazione dei Sassi di Matera*, Collana Zetema, La Baitta, Matera 1997

GIUFFRÈ, CAROCCI 1999

A. Giuffrè, C. Carocci (a cura di), *Codice di Pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza, Roma-Bari 1999

GIUFFRÈ 2010

A. Giuffrè, *Leggendo il libro delle antiche architetture*, Gangemi, Roma 2010

GIULIANI 1990

C. F. Giuliani, *L'Edilizia Nell'Antichità*, Carocci, Roma 2001

GIURIANI 2012

E. Giuriani, *Il consolidamento degli edifici storici*, Utet, Torino 2012

GUENZI 1981

C. Guenzi (a cura di), *L'arte di edificare. Manuali in Italia 1750-1950*, BeMa, Milano 1981

GUERRIERI *et al.* 1999

F. Guerrieri (a cura di), C. Blasi, A. Borri, S. Di Pasquale, P. Malesiani, G. Nigro, A. Parducci, G. Tampone, *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici, Regione dell'Umbria*, DEI, Roma 1999

GUIDI 1906

C. Guidi, *Lezioni sulla Scienza delle costruzioni*, Vincenzo Bona, Torino 1906

GUIDI 1906

C. Guidi, *I progressi della Scienza e dell'Arte del costruire*, in «La Rivista tecnica», VI, Torino 1906, p. 562

GUIDOBONI 2009

E. Guidoboni, *Anamnesi sismica storia costruttiva dei monumenti: strumenti di conoscenza per la conservazione ed il restauro*, in G. Ferrari, *Viaggio nelle aree del terremoto del 16 dicembre 1857*, SGA, Vercelli 2009

GUIDOBONI *et al.* 2009

E. Guidoboni, G. Ferrari, G. Tarabusi, *Terremoti e monumenti: storie di restauri e perdite* in G. Ferrari, *Viaggio nelle aree del terremoto del 16 dicembre 1857*, SGA, Vercelli 2009

HEYMAN 2014

J. Heyman, *Lo scheletro di pietra. Ingegneria strutturale dell'architettura in muratura*, EPC, Roma 2014

HILL 1950

R. Hill, *The Mathematical Theory of Plasticity work*, Oxford University Press, New York 1950

Legge Regionale del Friuli-Venezia-Giulia del 20 giugno 1977, n.30, Nuove procedure per il recupero statico e funzionale degli edifici colpiti dagli eventi tellurici. Ulteriori norme integrative della legge regionale 7 giugno 1976 n.17, Bollettino Ufficiale Generale, 20 giugno 1977, n. 59

LATINA 1989

C. Latina, *Terremoti e costruzioni. Progetto e tecnologia della resistenza sismica*, Alinea, Firenze 1989

LANDI 1856

A. Landi, *Delle principali opere intorno ai calabri tremuoti dal 1783 al 1854 e degli studi più convenevoli sopra i medesimi*, Cosenza 1856

LENZA *et al.* 2011

P. Lenza, A. Ghersi, B. Calderoni, *Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica*, Dario Flaccovio, Palermo 2011

LEVI *et al.* 1993

D. Levi, G. Agosti, M. E. Manca, M. Panzeri (a cura di), *Il viaggio di Morelli e di Cavalcaselle nelle Marche e nell'Umbria*, in «Giovanni Morelli e la cultura dei conoscitori», atti del convegno internazionale (Bergamo, 4-7 giugno 1987), Bergamo 1993, pp. 133-148

MABELLINI 2016

S. Mabellini, *La tutela dei beni culturali nel costituzionalismo multilivello*, Giappichelli, Torino 2016

MACH 1992

E. Mach, *La meccanica nel suo sviluppo storico - critico*, Bollati Boringhieri, Torino 1992

MACPHERSON 1999

R. Macpherson 1814-72, *Papers of the British School at Rome*, Vol. 67, 1999, p. 397

MAGANZINI 1909

M. Maganzini, *Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 o altri precedenti*, in «Giornale del Genio Civile», XLVII, Allegato D, 1909, art. 1-36

MALLET 1846

R. Mallet, *On the Dynamics of Earthquakes; Being an Attempt to Reduce Their Observed Phenomena to the Known Laws of Wave Motion in Solids and Fluids*, in «The Transactions of the Royal Irish Academy», Vol. 21, 1846, pp. 51-105

MALLET 1862

R. Mallet, *Great Neapolitan Earthquake of 1857. The first principles of observational seismology*, Royal Society, Londra 1862

MARCONI 1988

P. Marconi, *Dal piccolo al grande restauro*, Marsilio, Venezia 1988

MARIANI 1986

R. Mariani, *Città e campagna in Italia 1917-1943*, Edizioni di Comunità, Milano 1986

MARIANI 2012

M. Mariani, *Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura*, DEI, Roma 2012

MARIANI 2014

M. Mariani, *Particolari costruttivi nel consolidamento e restauro*, DEI, Roma 2014

MARIANI, PUGI 2020

M. Mariani, F. Pugi, *Jerk: effetti delle azioni sismiche impulsive e crisi locale delle strutture in muratura*, Edizione digitale, 2020

MASCIARI-GENOESE 1915

F. Masciari-Genoese, *Trattato di costruzioni antisismiche preceduto da un corso di sismologia*, Hoepli, Milano 1915

MASTRODICASA 1948

S. Mastrodicasa, *Dissesti statici delle strutture edilizie: diagnosi e consolidamento*, Hoepli, Milano 1948

MAZZOCCHI 1879

L. Mazzocchi, *Trattati di costruzioni in legno*, Vallardo, Milano 1879

Memoriale 1922, *Per la ricostruzione di Messina*, Guerriera, Messina

Memoriale 1923, *Per la ricostruzione di Messina*, Guerriera, Messina

MENDITTO 2010

G. Menditto, *Fessurazioni nelle strutture. Rilievo, lettura, diagnosi: una visione degli eventi degradanti alla luce delle nuove NTC*, Dario Flaccovio, Palermo 2010

MERCALLI 1883

G. Mercalli, *Vulcani e fenomeni vulcanici in Italia*, Arnaldo Forni, Milano 1883

MERCALLI 1897

G. Mercalli, *I terremoti della Calabria meridionale e del Messinese*, Regia Accademia dei Lincei, Roma 1897

MILANI 1920

G. B. Milani, *L'ossatura murale. La Stabilità*, C. Crudo & C., Torino 1920

MILANO *et al.* 2011

L. Milano, C. Morisi, C. Calderini, A. Donatelli (a cura di), *L'Università e la ricerca per l'Abruzzo, il patrimonio culturale dopo il terremoto del 6 aprile 2009*, coordinamento della ricerca a cura di L. Marchetti, TextusEdizioni, L'Aquila 2011

MILIZIA 1781

F. Milizia, *Principi di architettura civile*, Finale 1781

MILNE 1886

J. Milne, *Earthquakes and others earth movements*, in *The International Scientific series*. Vol. LV, Appleton and Company, New Yoirk 1886

MONACO 2000

L. M. Monaco, *Il consolidamento strutturale dei monumenti architettonici: Cenno storico dall'antichità al XIX secolo*, Edizioni Scientifiche Italiane, Napoli 2000

MONACO 2001

L. M. Monaco, *Il consolidamento strutturale dei monumenti architettonici nel XIX e XX secolo*, Edizioni Scientifiche Italiane, Napoli 2001

MONTEL 1910

A. Montel, *Le case nelle regioni sismiche e la scienza delle costruzioni*, Lattes e C., Torino 1910

MONTIRONI, MOZZONI 1987

A. Montironi, L. Mozzoni, *Le abbazie. Architettura abbaziale nelle Marche*, Tecnoprint, Ancona 1987

MONTUORI 2019

P. Montuori, *Costruire e ricostruire in Italia centrale: il primo Novecento fra tradizione e modernità*, in «Materiali e strutture, problemi di conservazione», D. Fiorani (direttore editoriale), VIII, num. 15, 2019, "Sapienza" Università degli Studi di Roma

MUSSO 1995

S. Musso, *Architettura segni e misura. Repertorio di tecniche analitiche*, Progetto Leonardo, Esculapio, Bologna 1995

MUSSO, COPPERI 1885

G. Musso, G. Copperi, *Particolari di costruzioni murali e finimenti di fabbricati*, Ditta Paravia e Comp., Milano 1885

NAVIER 1833

C. Navier, *Résumé des leçons données à l'École des ponts et chaussées*, Imprimerie et Fonderie de Fain, Parigi 1833

NAVIER 1836

M. Navier, trad. di C. Andrea, *Riassunto delle lezioni date alla scuola di ponti e strade su l'applicazione della meccanica allo stabilimento delle costruzioni e delle macchine*, Stamperia e cartiera del Fibreno, Napoli 1836

ODDONE 1915

E. Oddone, *Elementi fisici del grande terremoto Marsicano Fucense del 13 gennaio 1915*, in «Bollettino della Società Sismologica Italiana», n. 19, Roma 1915

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003, n. 3274, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica, 8 maggio 2003, n. 105

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 2 ottobre 2003, n. 3316, *Modifiche e integrazioni all'ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003, n.3274*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica, 10 ottobre 2003, n. 236

PAGANO 1977

M. Pagano, *Teoria degli edifici, vol.1. Edifici in muratura*, Liguori, Napoli 1977

PAGNANI 1987

G. Pagnani, *Storia di Sarnano. Origine e sviluppo di un comune nelle Marche*, Mierma, Sarnano 1987

PAGNANI 1996

G. Pagnani, *Storia di Sarnano. Abbazia di Piobbico*, Centro Studi Sarnanesi, Sarnano (MC) 1996

PANE 2018

A. Pane, *Boito consulente ministeriale per il restauro dei monumenti, 1881-1914*, Università degli Studi di Napoli Federico II, Dipartimento di Architettura, Milano 2018

PANETTI 1909

M. Panetti, *Sui calcoli di stabilità e di resistenza degli edifici ai moti sismici*, in «Giornale del Genio Civile», XLVII, Allegato B, 1909

PATRIZI FORTI 1869

F. Patrizi Forti, *Memorie storiche di Norcia in libri otto*, Micocci, Norica 1869

PATRIZI FORTI 2000

F. Patrizi Forti, *Delle memorie storiche di Norcia* (rist. anast. Norcia, 1869), Arnaldo Forni, Bologna 2000

PERSECHINO 2006

S. Persechino, *Storia del consolidamento, vol. 4. Il Barocco*, Aracne, Roma 2006

PESENTI 1909

C. Pesenti, *La casa nei paesi del terremoto*, in «L'idea nuova», I, Bergamo 1909

PESSO 1876

L. Pessa, *Sul consolidamento delle fabbriche nelle Calabrie contro i danni dei terremoti*, in «L'ingegneria civile e le arti Industriali», III, Fasc. 9, 1876

PIAZZA 2006

A. Piazza, *Storia del consolidamento, vol. 6. Dalla Seconda Metà dell'Ottocento Alla Prima Metà Del Novecento*, Aracne, Roma 2006

PIRRI 1960

P. Pirri, *L'abbazia di Sant'Eutizio in val Castoriana presso Norcia e le chiese dipendenti*, Pontificium Institutum S. Anselmi, Roma 1960

POLETTI, SECCHI 1860

L. Poletti, A. Secchi, *Regolamento edilizio della Città di Norcia*, Zitelli, Roma 1860

POZZATI 1980

P. Pozzati, *Teoria e tecnica delle costruzioni*, Utet, Milano 1980

PUGLIANO 1993

A. Pugliano, *Il contributo formativo del terremoto nella cultura edilizia della città storica. La normativa antisismica premoderna*, in «Palladio», n. 80/81, 1993, p. 106

RACIOPPI 1858

G. Racioppi, *Sui tremuoti di Basilicata nel dicembre 1857*, Stabilimento tipografico della gazzetta dei tribunali, Napoli 1858

Regio Decreto del 18 aprile 1909, n.193, *Norme tecniche e igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel regio decreto 15 aprile 1909 e ne designa i Comuni*, Gazzetta Ufficiale del Regno, 22 aprile 1909, n. 95

RICCI 1883

A. Ricci, *Il calcare compatto del Castellaccio presso Spoleto e la sua importanza come materiale da costruzione*, Spoleto 1883

RICCI 1917

C. Ricci, *La salvaguardia delle opere d'arte in Italia nella Prima guerra mondiale: protezione dei monumenti durante il conflitto. La difesa del patrimonio artistico Italiano contro i pericoli di guerra*, in «Bollettino d'Arte del Ministero della Pubblica Istruzione. Notizie delle gallerie, dei musei e dei monumenti», Roma 1917

ROCCHI 2006

P. Rocchi (a cura di), *Storia, Consolidamento, Restauro, Contributi della Cattedra di Consolidamento degli Edifici Storici*, “Sapienza” Università degli Studi di Roma, Ao8, 54/01/2006, Aracne, Roma 2006

ROCCHI 2008

P. Rocchi (a cura di), A. Ambrosi, F. Braga, L. Bussi, G. Chirivì, C. Piccirilli, M. Tataseo, *Atlante del consolidamento degli edifici storici*, Proctor, Bologna 2008

ROCCHI 2009

P. Rocchi (direttore scientifico), L. Bussi, M. Carusi (a cura di), *Nuove ricerche sulla Gran Cupola del Tempio del Vaticano*, Edizioni Preprogetti, Roma 2009

ROMEO, BRAUN 2006

G. Romeo, T. Braun, *Appunti di sismometria*, in «Quaderni di Geofisica», n. 46, 2006

RONDELET 1832

G. Rondelet, *Trattato teorico e pratico dell'arte di edificare*, Vol. 2, Mantova 1832

ROSSI 1837

A. Rossi, *Storia dei tremuoti di Calabria negli anni 1835 e 1836*, De Stefano e Socii, Napoli 1837

RUFFOLO 1912

F. Ruffolo, *La stabilità sismica dei fabbricati*, Eletttricista, Roma 1912

RUGGIERI 2015

N. Ruggieri, *L'Ingegneria Antisismica nel Regno di Napoli (1734-1799)*, Roma, Aracne, Roma 2015

RUSKIN 1784

J. Ruskin, *Le sette lampade dell'architettura*, Milano 1982, 1° pubblicazione maggio 1849

RUSSO 1956

C. Russo, *Le lesioni dei fabbricati, sintomi, cause, effetti, rimedi, volume I studio teorico-pratico*, Unione Tipografico-Editrice Torinese, Torino 1956

SACCHI 1878

A. Sacchi, *Architettura pratica, le abitazioni*, Hoepli, Milano 1878

SALADINI 1976

C. M. Saladini, *Visso*, in «Storia della città Rivista internazionale di storia urbana e territoriale», n. 3, pp.73-76, Milano 1976

SARCONI 1784

M. Sarconi, *Atlante iconografico allegato alla Istoria de Fenomeni del Tremoto avvenuto nelle Calabrie e nel Valdemone nell'anno 1783: Posti in luce dalla Reale Accademia delle Scienze e delle Belle Lettere di Napoli*, Napoli 1784

SARTI 1783

C. Sarti, *Saggio di congetture su terremoti*, Lucca 1783

SCARPARI 1909

G. Scarpari, *Edilizia antisismica*, in «Monitore Tecnico», n. 3, Milano 1909

SECCHI 1860

A. Secchi, *Escursione scientifica fatta a Norcia ad occasione dei terremoti del 22 agosto 1859*, in «Atti della Accademia pontificia de' Nuovi Lincei», vol. XIII, tomo XIII, Roma 1860

SELVAFOLTA 2009

O. Selvafolta, *Testi, manuali, disegni per l'insegnamento dell'Architettura pratica al Politecnico di Milano nella seconda metà dell'Ottocento: il ruolo di Archimede Sacchi*, in G.P. Brizzi, M.G. Tavoni (a cura di), *Dalla Pecia all'e-book. Libri per l'Università*, Cisu Clueb, Bologna 2009, pp. 513-528

SERRA 1930

L. Serra, *La chiesa di S. Biagio a Piobbico (Sarnano)*, in «Rassegna marchigiana», vol. 9, 1930/31, pp. 71-77, Stabilimento d'arti grafiche G. Federici, Pesaro

SERRA 2006

E. Serra, *Storia del consolidamento, vol. 7. Dal Novecento All'Epoca Moderna*, Aracne, Roma 2006

SEVERINI 1993

E. Severini, *La chiesa di S. Maria Argentea di Norcia. Pieve Collegiata Cattedrale*, Grafiche Millefiorini, Norcia 1993

SIEBERG 1930

A. Sieberg, *Geologie der Erdbeben, Handbuch der Geophysik 2*, 1930, pp. 552-555

SISANI 2013

S. Sisani, *Nursia e l'ager Nursinus. Un distretto sabino dalla praefectura al municipium*, Quasar, Roma 2013

SORRENTINO 2016

M.C. Sorrentino, *Le riparazioni post sisma tra empirismo e codici*, nell'ambito di LAReHBA Project: Local Appropriate Retrofitting of Historical Built-up Areas, 2016

STAGNITTO 1996

G. Stagnitto, *Eulero e l'Ingegneria*, in «Eulero e il suo tempo», Lugano 1996

STAGNITTO 2005

G. Stagnitto, *Evoluzione scientifica e costruzioni. Storia dei metodi scientifici applicati all'Architettura e all'Ingegneria*, Cooperativa Libreria Universitaria, Pavia 2005

STAIANI 2006

M. G. Staiani, *Storia del consolidamento, vol. 5. Il Settecento e l'Ottocento*, Aracne, Roma 2006

TAMPONE 1996

G. Tampone, *Il restauro delle strutture di legno*, Hoepli, Milano 1996

TARAMELLI, MERCALLI 1988

T. Taramelli, G. Mercalli, *Il terremoto ligure del 23 febbraio 1887*, in «Annali dell'Ufficio centrale di Mineralogia e Geodinamica di Roma», Roma 1988

TERTULLIANI 2019

A. Tertulliani, *Storia delle scale macrosismiche. Duecento anni di osservazione degli effetti del terremoto*, in «Quaderni di Geofisica», 2019, p. 31

TORRES 1909

G. Torres, *La casa antisismica*, Cooperativa Tipografica Manuzio, Roma 1909

TORBINER 1983

S. Torbiner, *La casa Baraccata: Earthquake-resistant construction in 18th-century Calabria*, in «Journal of the Society of Architectural Historians, vol. 42, n. 2, Philadelphia 1983

TOSCANO *et al.* 2014

B. Toscano, L. Giacchè, B. Ragni, *L'Umbria. Manuali per il territorio. La Valnerina. Il Nursino. Il Casciano, Il Formichiere*, Roma 2014

TURCHI 1762

A. Turchi, *Camerinum sacrum*, Roma 1762

UNIONE EDILIZIA MESSINESE 1917

Unione Edilizia Messinese, *L'opera dell'Unione Edilizia Messinese per la ricostruzione di Messina (febbraio 1914 - giugno 1917)*, Istituto Italiano d'Arti Grafiche, Bergamo 1917

UNIONE EDILIZIA NAZIONALE 1921

Unione Edilizia Nazionale, *L'opera dell'istituto nel quadriennio 1917-1920*, Danesi, Roma 1921

VALADIER 1828-1833

G. Valadier, *L'architettura pratica dettata nella scuola e cattedra dell'insigne Accademia di San Luca*, Società Tipografica, Roma 1828-1833

VINCI 2019

M. Vinci, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2019

VIOLLET-LE-DUC 1853

E. Viollet-le-Duc, *Entretiens sur l'architecture*, Vol. 2, A. Morel et C. Editeurs, Parigi 1853

VISMARA 1913

S.M. Vismara, *Il restauro della cripta di S. Benedetto a Norcia e il suo ideatore D. Adalberto Gresnich*, Spoleto 1913

VIVENZIO 1783

G. Vivenzio, *Istoria e teoria de' tremuoti in generale ed in particolare di quelli della Calabria, e di Messina del MDCCLXXXIII*, Stamperia Reale, Napoli 1783

VIVENZIO 2008

G. Vivenzio, *Istoria de Tremuoti*, Franco Pancalo, Locri 2008

WARD 1883

W. E. Ward, *Fire-proof building construction*, in «Popular Science Monthly», Vol. 23, 1883

WINKLER 1858

E. Winkler, *Formänderung und Festigkeit gekrümmter Körper, insbesondere der Ringe*, Civilingenieur, 1858

Tutti i diritti riservati.