Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile delle Strutture

Tesi di Laurea Magistrale

CARATTERIZZAZIONE DINAMICA E ANALISI SISMICA DI UN EDIFICIO STORICO IN MURATURA: IL CASTELLO DI BRUZOLO

Relatore: Prof. Ing. Rosario Ceravolo

Candidata: Maria Cristina Mineo

Correlatore: Ing. Andrea Baracco

ANNO ACCADEMICO 2018- 2019

CARATTERIZZAZIONE DINAMICA E ANALISI SISMICA DI UN EDIFICIO STORICO IN MURATURA: IL CASTELLO DI BRUZOLO

SOMMARIO

INTRODUZIONE 5

1 COMPORTAMENTO SISMICO DELLE MURATURE 7

1.1 Concezione scatolare dell'edificio 8

1.2 Meccanismi di collasso ricorrenti nelle costruzioni esistenti in muratura 9

1.2.1 Meccanismi di primo modo 9

1.2.2 Meccanismi di secondo modo 13

1.2.3 Collassi intrinsechi 14

2 EVOLUZIONE NORMATIVA SISMICA 17

2.1 Evoluzione delle Norme sismiche in Italia 17

2.1.1 Norme di prima generazione 17

2.1.2 Norme di seconda generazione 22

2.1.3 Norme di terza generazione 24

2.2 Quadro normativo attuale 26

2.3 Valutazione della vulnerabilità sismica secondo le NTC 2018 27

3 ANALSI STORICO-CRITICA DEL CASTELLO DI BRUZOLO 29

3.1 Storia del Castello di Bruzolo 29

3.2 Struttura architettonica 32

3.2.1 Castello centrale 33

3.2.2 Le porte, la cinta esterna e il ricetto 34

3.2.3 La Torre 35

3.2.4 La Cappella del Castello 36

4 STATO DI FATTO DELL'EDIFICIO 37

4.1 Descrizione edificio 38

5 CAMPAGNA DI INDAGINE SPERIMENTALE 45

5.1 Prove sulle murature 46

5.2 Prove sul legno 47

5.3 Sondaggio diretto delle fondazioni 48
5.4 Indagini geologiche 49
5.5 Valutazione dell'indice di qualità muraria 50
5.5.1 Parametri della regola dell'arte 51
5.6 Analisi dei carichi 56
5.7 Rigidezze equivalenti 67
5.8 Definizione livello di conoscenza e del fattore di confidenza 69
6 ANALISI MODALE SPERIMENTALE 71
6.1 Cenni sulla tecnica SSI (Stochastic Subspace Identification) 72
6.1.1 Descrizione algoritmo generale 72
6.1.2 Matrice a blocchi di Hankel 74
6.1.3 Predizione 74
6.1.4 Gli stati di Kalman 75
6.1.5 Stima delle matrici di sistema 76
6.1.6 Estrapolazione dei parametri modali 76
6.1.7 Modal Assurance Criterion (MAC) 77
6.1.8 Diagrammi di stabilizzazione 77
6.1.9 Clustering 78
6.2 Esecuzione prova dinamica sperimentale 79
6.3 Forme modali sperimentali 88
7 CREAZIONE MODELLO SU 3MURI 97
7.1 Descrizione programma 3Muri 97
7.1.1 Metodo FME 97
7.1.2 Modello teorico del macroelemento 98
7.1.3 Elementi di Solaio 100
7.1.4 Analisi statica non lineare (push-over) 100
7.1.5 Fasi di calcolo 102
7.2 Definizione preliminare del modello 103

7.2.1 Geometria e caratteristiche meccaniche della struttura 103
7.2.2 Scelte progettuali 109
7.2.3 Definizione della Mesh 110
7.3 Aggiornamento del modello 113
8 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH-OVER) E VALUTAZIONE INDICE DI VULNERABILITA' 121
8.1 Definizione dell'azione sismica 122
8.2 Analisi statica non lineare 123
8.2.1 Analisi dei risultati 125
CONCLUSIONI 147
BIBLIOGRAFIA 149
SITOGRAFIA 150
ALLEGATO A 151

INTRODUZIONE

Il problema della conservazione del patrimonio storico-architettonico rispetto ai possibili effetti dei terremoti è un aspetto particolarmente importante nel nostro paese. La maggior parte del patrimonio edilizio è stato costruito prima del 1974, anno in cui venne emanata la legge n.64 che prende in considerazione l'aspetto sismico, prima di tale data il calcolo degli edifici era basato solo su leggi di equilibrio statico e su dimensionamenti di tipo proporzionale derivanti dall'esperienze passate e da regole di buona pratica edilizia, pertanto è facile dedurre la fragilità degli edifici storici nei confronti delle azioni sismiche. Inoltre i devastanti terremoti che nel corso degli anni hanno investito il paese hanno contribuito a far sì che si prendesse coscienza della pericolosità sismica di tutto il territorio italiano e dell'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio della nostra penisola. Le esperienze apprese dai terremoti passati hanno fortemente contribuito all'evoluzione delle Normative sismiche fino al concepimento delle attuali Norme tecniche per le costruzioni del 2018 (NTC 2018). Secondo le NTC 2018 il primo passo fondamentale è quello della prevenzione che può svilupparsi solo attraverso un percorso di conoscenza dell'effettivo stato di conservazione della struttura.

Oggetto del presente lavoro di tesi è proprio un edificio in muratura appartenente al patrimonio storico architettonico, il castello di Bruzolo, ed in quanto tale non si può prescindere dallo sviluppare un approfondito percorso di conoscenza della struttura che riguarda in primis un'analisi storico-critica sull'evoluzione strutturale che ha subito l'edificio nel corso degli anni, seguita poi da un'indagine conoscitiva della geometria della struttura sviluppata attraverso la restituzione di rilievi plano-altimetrici, prospetti, sezione e un rilievo dettagliato del quadro fessurativo.

La conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali è stata approfondita attraverso la rielaborazione dei risultati sperimentali della campagna di indagine, questa ha permesso la valutazione dell'indice di qualità muraria con la conseguente definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura, la caratterizzazione degli orizzontamenti con la successiva definizione dell'analisi dei carichi e delle rigidezze equivalenti, e la caratterizzazione sismica del sito.

Un aspetto importante della campagna di indagine, nonché centrale per questo lavoro di tesi, ha riguardato le prove dinamiche, tra i mezzi di indagine sperimentale l'utilizzo di sistemi di monitoraggio consente di ottenere informazioni importanti sulla struttura, inoltre visto il loro carattere non invasivo è un valido metodo di indagine per gli edifici tutelati dai beni culturali. I segnali derivanti dall'eccitazione ambientale e registrati dai sensori sono stati trattati con la tecnica di identificazione Fast Multi-Order Stochastic Subspace Identification (Fast SSI)

tramite il software MATLAB, che ha consentito la determinazione delle caratteristiche modali della struttura in termini di frequenze proprie, deformate modali e smorzamenti.

Il modello della struttura è stato creato con un programma di calcolo basato sul metodo Frame by Macro Element (FME), 3 Muri di S.T.A. Data, sulla base dei dati sperimentali ottenuti dalla caratterizzazione dinamica è stato poi tarato il modello affinché questo possa essere in grado di rappresentare la struttura nelle sue caratteristiche principali. Infine per avere un'idea globale del comportamento della struttura è stata eseguita l'analisi statica non lineare (push-over) che ha fornito indicazioni sulla capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche e ha consentito la valutazione dell'indice di vulnerabilità della struttura oggetto di studio.

La presente tesi è stata svolta presso la società di ingegneri I.C.I.S. srl di Torino che ha fornito tutto il materiale ed il supporto tecnico indispensabile per lo svolgimento di questo lavoro.

Figura 1. Il castello di Bruzolo

1 COMPORTAMENTO SISMICO DELLE MURATURE

La muratura è un materiale composito ottenuto mediante la sovrapposizione di elementi resistenti, pietre naturali o squadrate, blocchi artificiali, il più delle volte la superficie di contatto fra questi elementi è regolarizzata da un legante, la malta, in generale di calce o cementizia. Le caratteristiche che qualificano il comportamento meccanico della muratura sono: la disomogeneità, e quindi la differenza di comportamento da punto a punto, l'anisotropia, intesa come differenza di comportamento nelle diverse direzioni, l'asimmetria di comportamento compressione-trazione, infatti il comportamento a trazione è notevolmente diverso da quello a compressione, e la non linearità del legame sforzi-deformazioni.

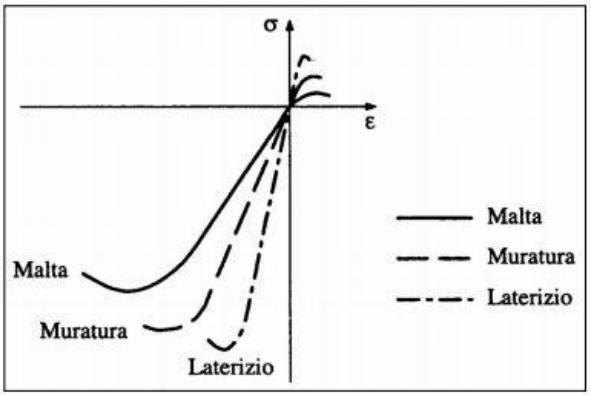


Figura 2. Legami sforzo deformazioni.

Le murature offrono ottima resistenza ai carichi verticali che manifestano sostanzialmente effetti di compressione, invece i carichi sismici che si manifestano con azioni orizzontali, possono indurre stati di sollecitazione (trazioni) incompatibili con la capacità di resistenza del materiale. Se un edificio in muratura è investito da un'azione sismica nascono fenomeni di plasticizzazione che si riscontrano grazie alla formazione di fessure che abbattono la rigidezza dei vari elementi strutturali e ciò si ripercuote nel comportamento globale dell'intera struttura. La conseguenza della riduzione di rigidezza della struttura si riscontra anche rispetto al periodo di oscillazione che aumenta determinando una riduzione dell'amplificazione dell'azione sismica. Gli effetti favorevoli del comportamento plastico si riscontrano anche da un punto di vista energetico, infatti viene dissipata un'elevata quantità di energia e come conseguenza a ciò si verifica uno smorzamento dell'azione sismica.

1.1 Concezione scatolare dell'edificio

La descrizione del comportamento sismico di un edificio in muratura deriva da un'osservazione molto semplice: facendo riferimento ad una cella elementare, gli edifici in muratura sono costituiti da pareti e da orizzontamenti. Le pareti oltre ad avere funzioni distributive, contribuiscono al comportamento strutturale, infatti, hanno il compito di trasportare carichi gravitazionali in fondazione e fungono da controventamento rispetto ad azioni orizzontali di varia natura. Gli orizzontamenti invece trasportano i carichi dei singoli piani sui setti, senza necessariamente prevedere la collaborazione con gli elementi verticali. Quando questa cella elementare viene investita da un terremoto, questa subirà delle azioni che in funzione della direzione del sisma, agiranno ortogonalmente o parallelamente alle pareti determinando comportamenti diversi delle stesse. In particolare un pannello rimarrà in piedi quando sarà investito da un terremoto lungo la direzione parallela al pannello stesso, ciò si verifica perché il pannello è interessato secondo la sua resistenza maggiore. Tipicamente i pannelli che presentano problemi sono quelli che sono investiti lungo la loro direzione ortogonale e quindi sono interessanti fuori dal piano, pertanto tendono a ribaltare e questo meccanismo si raggiunge per livelli di PGA bassi, cioè basta uno 0,1g per far ribaltare le pareti fuori dal piano, da questa osservazione si deduce il motivo per cui gli edifici in muratura sono vulnerabili.

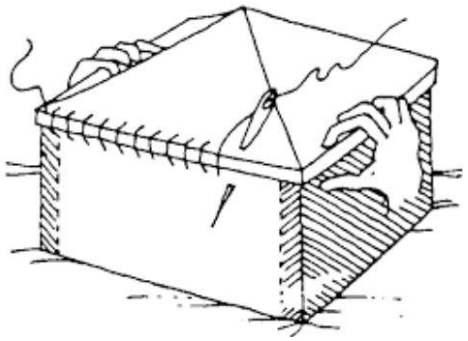


Figura 3. Cella elementare.

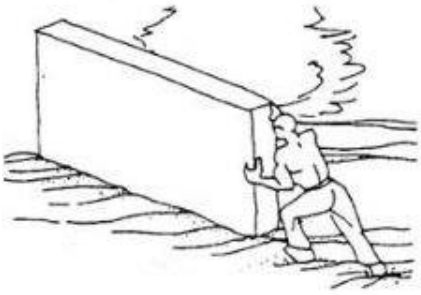


Figura 4. Azione parallela.

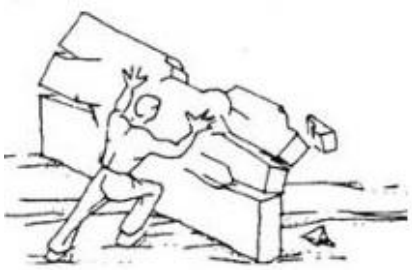


Figura 5. Azione ortogonale.

Le rigure sopra riportate chiariscono il concetto prima esposto, l'uomo che spinge rappresenta il terremoto, in particolare nella figura 5 l'uomo esercita un spinta parallela al setto, che non si daneggia perché sollecitato lungo la direnzione con maggiore resistenz. Nella figura 3, invece, l'uomo esercita una spinta lungo la direzione ortogonale del setto determinando il ribaltamento dello stesso.

Se i setti sono svincolati succede che quelli interessati fuori dal piano ribaltano invece quelli nel piano resistono bene, per ovviare a tale comportamento bisogna assicurare un buon collegamento tra di essi senza trascurare il collegamento con la copertura, in questo modo i setti pù rigidi si prendono anche le forze che competono ai setti più deboli.

Il comportamneto degli orizonatamenti deve essere diaframmatico e bisogna garantire un buon collegamento ai setti. L'insieme degli aspetti appena descritti contribuiscono a garantire un comportamento definito "scatolare" che è di fondamentale importanza per gli edifici in muratura e che bisogna assicurare se si vuole ottenere un buon comportamento degli stessi quando investiti dal sisma. Quinidi l'edificio in muratura deve essere concepito e ralizzato come un assemblaggio tridimensionale di muri e solai, garantendo il funzionamento scatolare, e conferendo l'opportuna stabilità e robustezza all'insime.

1.2 Meccanismi di collasso ricorrenti nelle costruzioni esistenti in muratura

Dalle esperienze apprese dai terremoti passati è stata eseguita una classificazione dei tipi di collasso che si verificano più spesso in zona sismica. Si possono raggruppare tre principali categorie di danneggiamento:

- meccanismo di collasso della parete al di fuori del proprio piano, con comportamento prevalentemente flessionale e di ribaltamento (meccanismi di 1° modo);
- meccanismi di collasso della parete nel proprio piano con danneggiamenti caratterizzati da taglio e flessione (meccanismi di 2°modo);
- ulteriori collassi intrinsechi.

1.2.1 Meccanismi di primo modo

Rientrano all'interno dei meccanismi di primo modo quei cinematismi di collasso caratterizzati dal comportamento delle pareti al di fuori del proprio piano e dove le pareti subiscono sollecitazioni ortogonali, quindi nella loro direzione debole. La struttura giunge a collasso per perdita di equilibrio a causa di fenomeni di ribaltamento e flessione. Questi meccanismi si attivano quando il collegamento tra le pareti e gli orizzontamenti è scarso o nella peggiore delle ipotesi completamente assente e quindi non è garantito il comportamento "scatolare", in

queste circostanze ciascuna parete tende a comportarsi in modo indipendente attivando meccanismi fuori piano. I meccanismi studiati sono stati classificati in:

- Meccanismi di ribaltamento semplice;
- Meccanismi di flessione verticale;
- Meccanismi di flessione orizzontale;
- Meccanismi di ribaltamento composto.

Meccanismi di ribaltamento semplice

Il più frequente meccanismo riscontrato negli edifici murari a seguito di un evento sismico è di certo il ribaltamento semplice. Ciò che si verifica è che una parete tende a ribaltarsi fuori dal piano per effetto del terremoto. Questo comportamento reale può essere schematizzato considerando una rotazione rigida di una porzione di parete attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base della parete ribaltante.

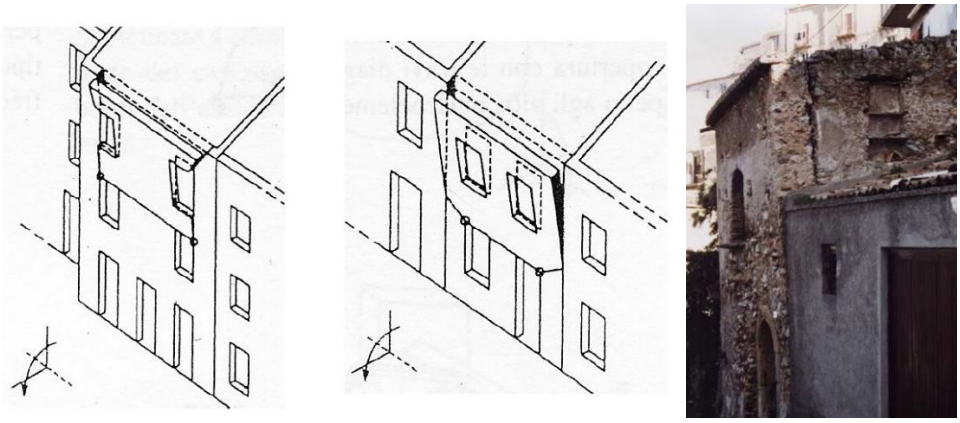


Figura 6. Ribaltamento semplice di parete.

Diversi sono i motivi che attivano questo tipo di cinematismo, tra questi quello principale è legato all'assenza di ammorsamento nelle pareti tra loro ortogonali, in questo caso il collasso si verifica nella parete normale all'azione sismica. Pertanto le condizioni di vincoli che rendono possibile questo meccanismo sono l'assenza di connessione del martello murario ed assenza di dispositivi di collegamento, come cordoli o catene, in testa alla tesa ribaltante. Negli edifici che hanno già subito un'azione sismica questo meccanismo è facilmente individuabile perché si riscontrano lesioni verticali in corrispondenza degli ammorsamenti o perché è avvenuto lo sfilamento di travi dall'incastro con il muro.

Le porzioni di murature che in genere sono interessate dal fenomeno sono collegate al quadro fessurativo che interessa l'edificio ed alla presenza di aperture nel muro che ne influenzano la

progressione. Inoltre in funzione della connessione esistente tra solai e murature ai vari livelli della struttura, il ribaltamento coinvolge uno o più livelli.

Meccanismi di flessione verticale

Il meccanismo di flessione verticale in cui si riscontra una tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale, in particolare si verifica la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete coinvolta nel cinematismo in due blocchi separati ed è caratterizzato dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse. Le condizioni che determinano questo meccanismo sono la presenza di un buon collegamento della parete in sommità ed alla base, ed un ammorsamento alle pareti di controvento scadente. Contribuiscono all'attivazione di questo meccanismola la snellezza delle pareti, gli orizzontamenti mal collegati e una qualità muraria scarsa.

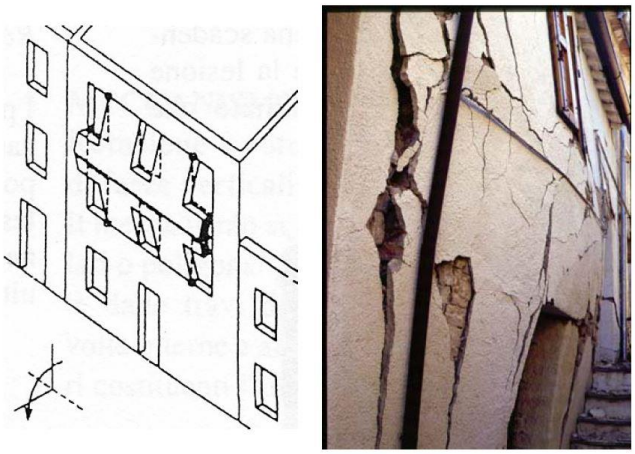


Figura 7. Meccanismo di flessione verticale.

Nel caso in cui un edificio è stata stato investito da un sisma, l'attivazione di tale meccanismo è intuibile se si registra un fuori piombo della parete, talvolta accompagnato dallo sfilamento delle travi del solaio che insiste sulla parete. In funzione della presenza di vincoli agli orizzontamenti questo meccanismo può coinvolgere uno o più piani dell'edificio.

Meccanismo di flessione orizzontale

Il meccanismo di flessione orizzontale è riconducibile al comportamento flessionale nel piano orizzontale del solido murario. Si riscontra quando le pareti sono caratterizzate da un buon livello di collegamento con le pareti ortogonali ma non con gli elementi in sommità, in

particolare, la spinta trasmessa dal solaio o dalla copertura in testa alla struttura muraria si scarica sulla parete di facciata fino ad arrivare ad interessare le pareti ad essa ortogonali. Prima che il meccanismo si attivi si verifica la formazione di un arco orizzontale nello spessore del muro e nella condizione limite di equilibrio si formeranno tre cerniere di cui una in mezzeria e le altre due in prossimità dell'intersezione tra le pareti in esame ed i muri ad essa ortogonali.

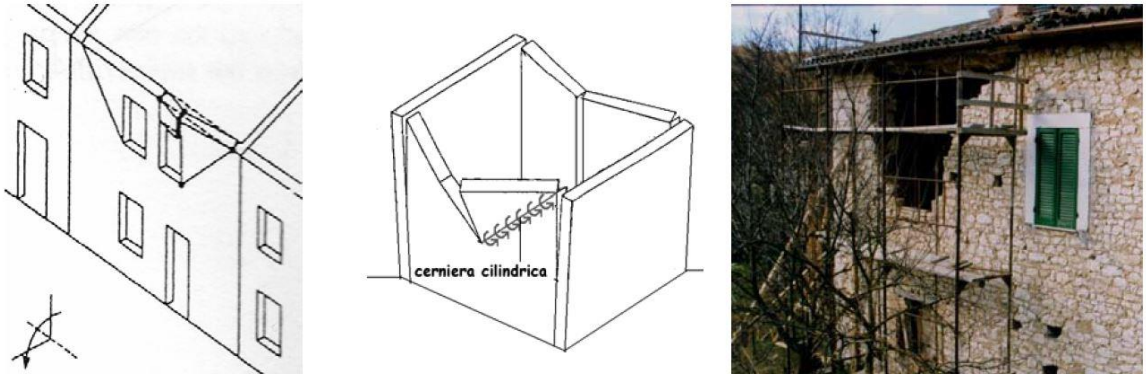


Figura 8. Meccanismo di flessione orizzontale.

Meccanismo di ribaltamento composto

Il meccanismo di ribaltamento composto oltre ad interessare il ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica coinvolge anche il trascinamento di una porzione di struttura muraria appartenente ad una angolata libera oppure a pareti di spina. In genere si verifica quando la connessione nelle angolate sono così buone tanto da essere coinvolte nel ribaltamento e quando in sommità alla parte ribaltante si ha assenza di vincolo. Questo tipo di meccanismo di verifica anche quando la struttura presenta dei solai tradizionali privi di soletta armata, in questo specifico caso il ribaltamento della facciata è caratterizzato dal distacco di un cuneo diagonale della parete ortogonale.

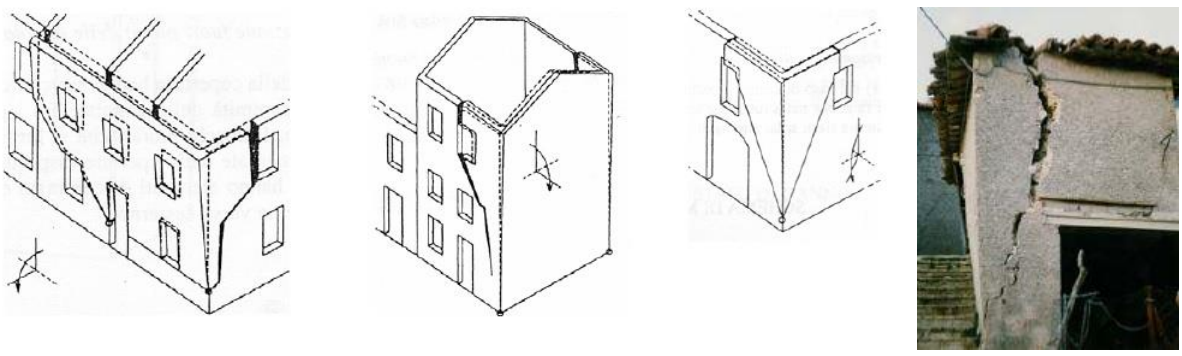


Figura 9. Meccanismo di ribaltamento composto.

Quando un edifico è già stato investito da sisma, la lettura del dissesto rilevato fornisce delle indicazioni indispensabili all'individuazione di questo meccanismo, infatti la presenza di fessure diagonali o a doppia diagonale sulle pareti di spina sono segnali chiari della possibile attivazione del meccanismo. Bisogna inoltre tenere in conto anche di eventuali aperture che influenzano in modo notevole la geometria del cuneo di distacco. Se non ci sono aperture, allora il cuneo sarà fortemente definito dalla buona o scarsa qualità della muratura. Tale meccanismo può coinvolgere da uno a più piani dell'edificio.

1.2.2 Meccanismi di secondo modo

I meccanismi di secondo modo si verificano quando il collasso interessa le pareti nel proprio piano determinando danneggiamenti per flessione e taglio, superata la resistenza ultima del materiale si riscontra la rottura degli elementi.

I meccanismi tipici di 2° modo vengono classificati secondo tre modalità di collasso:

- Flessione o ribaltamento, questo collasso si verifica quando viene superata la resistenza a pressoflessione del pannello. Caratteristico di questo collasso è la parzializzazione della sezione e la rottura viene causata dallo schiacciamento degli spigoli soggetti a compressione;
- Taglio – scorrimento, in questo caso la crisi si verifica quando viene superata la resistenza a taglio per scorrimento, la rottura si manifesta attraverso la formazione di fessure orizzontali nei giunti di malta. Avere bassi valori del coefficiente di attrito e bassi livelli di compressione della parete di certo favoriscono questo meccanismo.
- Taglio – trazione, il meccanismo si attiva quando viene superata la resistenza a taglio del pannello murario, la presenza di fessure diagonali che partono dalla zona centrale del pannello e che si estendono lungo tutta la superficie dello stesso caratterizzano questo cinematismo.

L'attivazione dei meccanismi è influenzata delle caratteristiche geometriche del pannello, dall'entità dei carichi cui è soggetto e dalle caratteristiche del materiale, pertanto in funzione di questi parametri si attiva uno dei tre meccanismi sopra descritti piuttosto che un alto. Il quadro fessurativo tipico di un pannello che presenta questi meccanismi è caratterizzato da lesioni che interessano le pareti murarie, dall'esperienza dei terremoti passati si è riscontrato che tipicamente le fessure sono diagonali o pressoché orizzontali a seconda che si tratti di meccanismi di taglio o pressoflessione. Di certo il quadro fessurativo è fortemente influenzato dalla presenza di aperture nel pannello murario. Ad ognuno dei meccanismi prima descritti si

associa il relativo criterio di resistenza attraverso il quale si definisce il dominio di rottura del pannello in funzione della resistenza.

Figura 10. Meccanismi di rottura 2°modo (taglio-trazione).

1.2.3 Collassi intrinsechi

Oltre ai diversi meccanismi sopra descritti, va considerato anche il danneggiamento causato dall'interazione fra edifici adiacenti e con caratteristiche dinamiche e di resistenza diverse. Infatti questo può determinare pericolosi effetti di martellamento di un edificio su un altro. Tale fenomeno potrebbe essere causato anche da elementi pesanti come solai latero-cementizi.

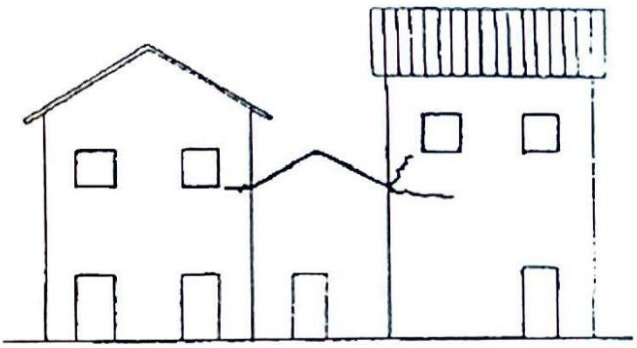


Figura 12. Danneggiamento causato dal collegamento fra edifici con caratteristiche dinamiche differenti.

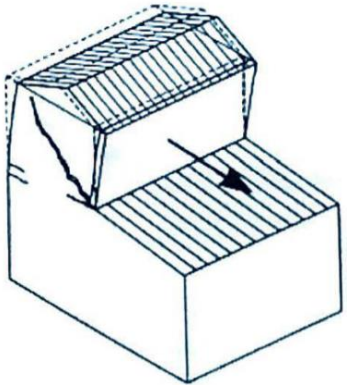


Figura 11. Danneggiamento causato da martellamento tra corpi di fabbrica adiacenti.

Gli edifici caratterizzai da irregolarità in elevazione o in pianta hanno uno comportamento sismico negativo.

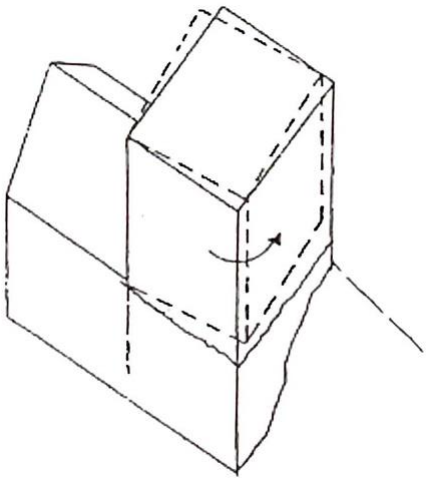


Figura 14. Danneggiamento causato da irregolarità in elevazione.

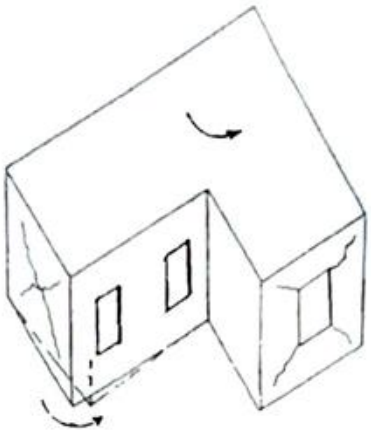


Figura 13. Danneggiamento causato da irregolarità in pianta.

Il fenomeno dello "*sfogliamento*" si verifica nelle murature a sacco con scarso ingranamento trasversale fra i blocchi. Se le murature a doppia cortina sono scadenti si rileva lo "*spaciamento"* dei muri con conseguente espulsione della parte esterna.

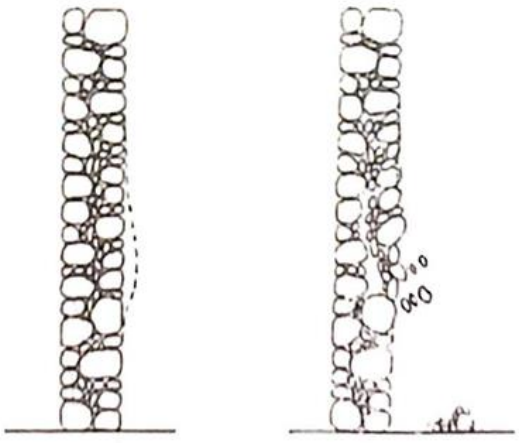


Figura 15. Spanciamento e sfogliamento di pareti in muratura.

La presenza di coperture o solai pesanti in latero cemento con scarso immorsamento e/o di materiale murario scadente, in casi estremi può determinare lo schiacciamento completo delle pareti.

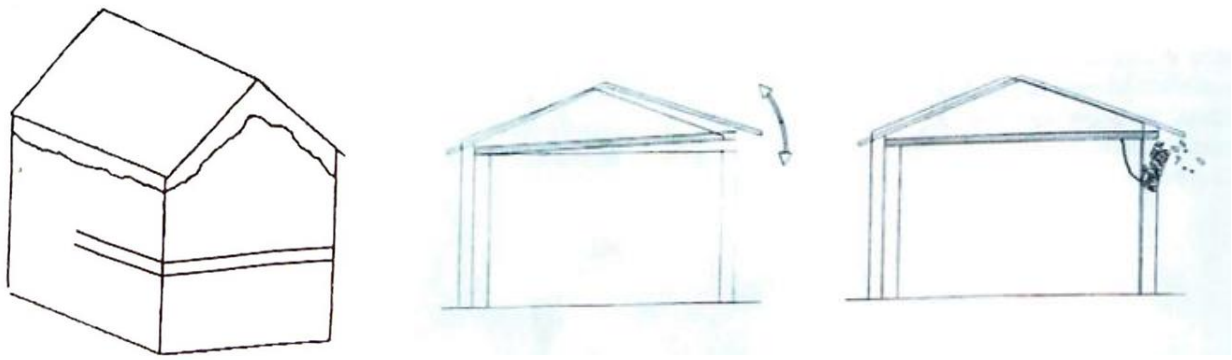


Figura 16. Scorrimento orizzontale dei cordoli dovuto a copertura e orizzontamenti pesanti (sinistra). Schiacciamento delle pareti dovuto a martellamento della copertura.

Il collasso può essere attivato anche da fattori ben determinati, quali elementi non strutturali in aggetto, lesioni pregresse, anomalie strutturali e discontinuità più o meno rilevabili, quali ad esempio la presenza di canne fumarie.

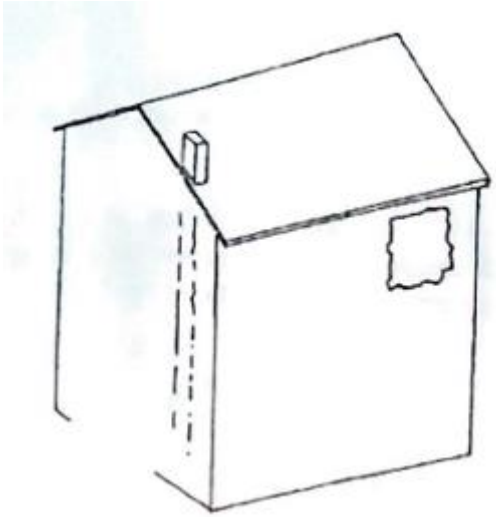


Figura 17. Danneggiamento di una parete causato dalla presenza della canna fumaria.

2 EVOLUZIONE NORMATIVA SISMICA

L'Italia vanta un patrimonio edilizio secolare distribuito su tutto il territorio nazionale, se da un lato questo comporta un arricchimento da un punto di vista storico, dall'altro l'utilizzo di criteri progettuali e concezioni strutturali distanti da quelle che vengono utilizzati oggi, nonché interventi di miglioramento non idonei o inappropriati, fa sì che ci sia un elevato rischio sismico che caratterizza tutto il territorio nazionale con diversi livelli di gravità.
Le istruzioni tecniche da imporre per legge sono nate in risposta alla necessità di ridurre i danni e le vittime a seguito del succedersi di terremoti risultati devastanti, questo ha incentivato l'emanazione di Norme che concentrassero l'attenzione in ambito sismico. Purtroppo in Italia le norme di progettazione antisismica sono sempre progredite solo in seguito a eventi particolarmente calamitosi, ricercando soluzioni "tampone" alle evidenti relazione di causa-effetto. Infatti i "*primi regolamenti sulle costruzioni nacquero in seguito ad eventi sismici e si svilupparono nel tempo con l'emanazione di norme aventi per oggetto, prima le costruzioni murarie e solo successivamente quelle in cemento armato. In un periodo nel quale mancavano ancora adeguati strumenti di calcolo, le disposizioni legislative rappresentavano le sole regole per costruire in muratura nelle zone a rischio sismico"* (Augenti 2004)".

2.1 Evoluzione delle Norme sismiche in Italia

Eseguendo una panoramica sull'evoluzione temporale e focalizzando l'attenzione sulle indicazioni contenute nelle varie Norme susseguite negli anni è possibile stabilire una classificazione convenzionale delle stesse in:

- Norme di prima generazione;
- Norme di seconda generazione;
- Norme di terza generazione;

2.1.1 Norme di prima generazione

Le Norme di prima generazione nacquero in seguito ad una delle più grandi catastrofi che lo Stato italiano dovette affrontare ovvero il terremoto e conseguente maremoto che il 28 dicembre 1908 devastò entrambe le sponde dello Stretto di Messina, causando 110.000 vittime e distruggendo centinai di centri abitati. Il suo impatto sulla pubblica opinione fu straordinario e lasciò un'impronta indelebile non solo nella realtà delle aree colpite, ma anche

nella coscienza e nella memoria storica del Paese e dell'intera Europa. Il terremoto, di magnitudo 7.1, distrusse completamente il tessuto urbano di Messina, i danni più gravi furono registrati in 76 località della provincia di Reggio Calabria e in 14 della provincia di Messina, la distruzione interessò dal 70 al 100% delle costruzioni. Secondo i dati del Ministero dei Lavori Pubblici, nella città di Messina soltanto due case rimasero illese, le altre crollarono totalmente o ne rimasero in piedi solo le pareti esterne, mentre collassarono tetti, solai, muri divisori, scale.

Figura 18. Messina: edifici distrutti in via Cardines.

Figura 19. Messina: piazza del Duomo ingombra di macerie.

I danni causati dalla forte scosse che colpì le zone calabre, si sovrapposero a quelli non adeguatamente riparati causati dai terremoti precedenti del 1894, 1905 e 1907 infatti un importante fattore che contribuì alla distruzione dei fabbricati fu la debolezza strutturale dell'edilizia urbana.

Figura 20.Villa san GIovanni (RC): macerie di case crollate. Figura 21. Reggio Calabria: rovine della chiesa di San Francesco da Paola.

Il testo legislativo titolava: "*Norme tecniche ed igeniche –obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni colpiti dal terremoto del 28.12.1908 o da altri precedenti elencati nel R.D. del 18.04.1909*" (R.D. 18 aprile 1909, n.193). Prevedeva esplicitamente la necessità di tenere conto nei calcoli di stabilità e resistenza delle nuove costruzioni di "azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio rappresentandole con accelerazioni applicate alla massa del fabbricato"[1]. La commissione incaricata di predisporre le norme decise di "*dedurre direttamente per determinati tipi di fabbriche, di cui si sia constatata l'incolumità in un numero abbastanza grande di casi, quali siano le forze massime che…avrebbero potuto essere sopportate dall'edificio, per servirsene poi nel calcolo di fabbricati nuovi*. Furono condotti molti studi in merito a questo argomento alla fine si giunse alla conclusione che le forze che bisognava introdurre nei calcoli corrispondevano ad una accelerazione di 700 ad 800 mm/s^2. La proposta dunque, fu quella di utilizzare forze orizzontali pari ad "1/12 dei rispettivi pesi per le strutture dei piani inferiori", aumentate a "1/8 per quelle del piano superiore", con questo accorgimento si evidenziava il fatto che l'ampiezza delle oscillazioni provocate dai terremoti negli edifici aumenta passando dai piani inferiori a quelli superiori.

Tale normativa fu la prima a definire una mappa sismica del territorio Italiano la quale rappresentava la mappa dei territori colpiti dai forti terremoti avvenuti dopo il 1908, mentre tutte le località colpite da eventi sismici prima di tale data, non vennero classificati come tali e di conseguenza non vi era alcun obbligo di costruire nel rispetto della norma allora vigente. Pertanto le zone definite sismiche, originariamente erano i comuni della Sicilia e della Calabria che erano stati colpiti dal disastroso evento del 1908. Nel corso degli anni si susseguirono una serie di normative che aggiornavano gli elenchi dopo ogni terremoto aggiungendovi ***semplicemente*** i nuovi comuni danneggiati.

[1] 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, pubblicata sul Giornale del Genio Civile,1909.

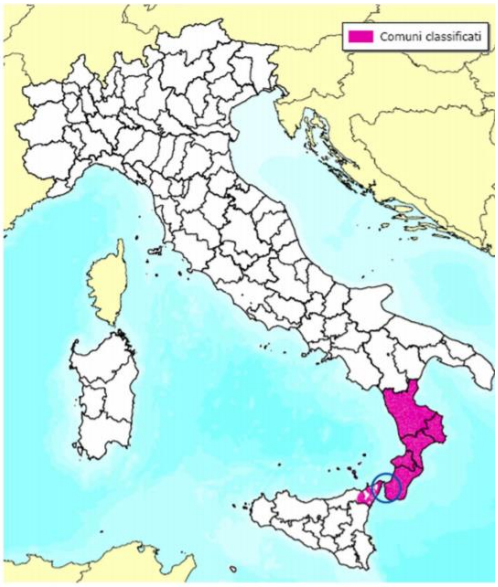


Figura 22. Classificazione sismica 1909.

L'osservazione dei danni provocati dagli eventi sismici erano di ispirazione nella definizione dei criteri costruttivi da adottare al fine di evitare delle nuove tragedie, in questa ottica il terremoto di Messina del 1908 rivelò la vulnerabilità degli edifici in muratura con solai in legno o ferro semplicemente appoggiati alle murature infatti erano i responsabili del collasso delle pareti fuori dal proprio piano. A seguito di questa osservazione nel 1937 ne seguì la disposizione che vietò le tipologie prima descritte, favorendo invece la presenza di impalcati in calcestruzzo armato con cordoli di incatenamento inseriti tra gli ordini delle murature. In questo panorama la normativa sismica continuava a ritenere trascurabile le verifiche sismiche sugli edifici esistenti in muratura.

Il 13 gennaio del 1915 un altro violento terremoto, di magnitudo 7.0, colpì l'Italia interessando le zone dell'Italia centrale passando alla storia con il nome di terremo della Marsica, il numero di vittime fu 30519 e molti dei paesi colpiti furono completamente rasi al suolo

Figura 23.Foto dei danni di Avezzano

In questo contesto si ritennero valide le norme tecniche emanate in occasione del terremoto del 1908 che colpì Messina e Reggio Calabria.

Un' importante novità a livello di normativa venne inserita nel 1927 con il Decreto Reale del 13.03.1927 – *Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località colpite dai terremoti*- emanate in conseguenza a due distinti eventi tellurici che investirono Siena e Grosseto. Venne introdotto, per la prima volta, il concetto di zonazione il cui obiettivo era quello di indicare le aree a seconda della categoria sismica, in particolare vennero distinte due zone: 1ª categoria e 2ª categoria, caratterizzate da diversa sismicità e da obblighi costruttivi differenti e alle quali competevano differenti forze sismiche di progetto.

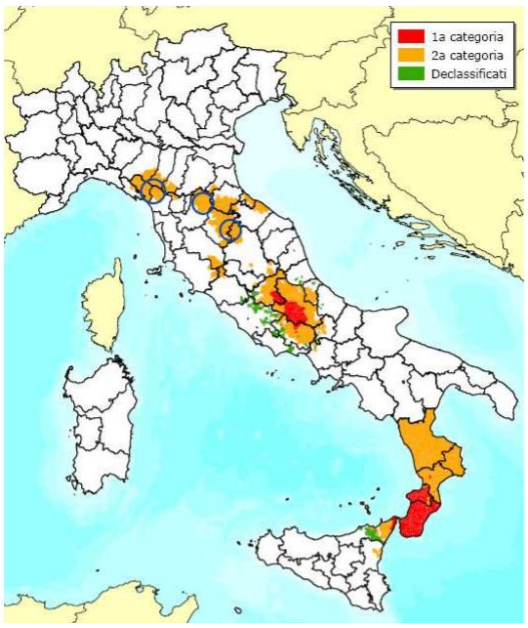


Figura 24. Zonazione sismica del R.D. n.431 del 1927.

Con questa classificazione i comuni del territorio italiano vennero suddivisi all'interno di queste due categorie, in particolare quelli ricadenti in zone non classificate sismiche avevano il vantaggio di applicare regole edilizie meno restrittive.

Il 21 agosto del 1962, un ampio settore dell'Appennino campano, fu colpito da due violente scosse di terremoto di magnitudo 6.1, separate da un intervallo di circa dieci minuti. Questo evento distrusse decini di comuni nelle province di Benevento e Avellino provocando una ventina di morti ed oltre 16.000 senza tetto. Conseguenza di tale devastazione fu l'emanazione della Legge n. 1684 del 25.11.1962- *Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche.* Queste norme estendevano a tutto il territorio nazionale le disposizioni che fino a quel momento erano solo obbligatorie per le zone sismiche. Inoltre riportavano due innovazioni importanti: "…*I progetti devono essere corredati dai calcoli di stabilità delle*

principali strutture portanti. I solai dei piani di abitazione devono essere calcolati per un sopraccarico accidentale di almeno 200 chilogrammi a metro quadrato.

Nel 1968 un violento terremoto di magnitudo 6,5 devastò una vasta area della Sicilia occidentale, la valle del Belice, la quale era ritenuta non sismica dalle conoscenze scientifiche del tempo. Si contarono un centinaio di vittime, e la distruzione riguardò 9000 case, numerose chiese antiche, vetusti palazzi e castelli. L'anno successivo venne emanata la Circolare LL.PP. n.6090 del 11.08.1969 –*Norme per la progettazione, il calcolo, la esecuzione e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche.*

Tutte queste norme, frutto delle esperienze apprese dai vari terremoti, rappresentavano semplicemente delle prescrizioni costruttive e di limitazioni dell'altezza degli edifici.

2.1.2 Norme di seconda generazione

Le norme di seconda generazione nascono in Italia con la legge n. 64 del 2.2.1974. Questa norma è di tipo prestazionale di primo livello, nel senso che si focalizza nei confronti di terremoti violenti (periodo di ritorno 475 anni) e richiede come prestazione la salvaguardia delle vite umane (ovvero evitare il crollo). Anche questa norma nasce in seguito ad un terremoto, quello di Ancona del 1974 che provocò ingenti danni agli edifici, con l'inagibilità di quasi tutto il centro storico anconetano, e un forte panico nella popolazione.

Queste nuove norme assumevano una struttura completamente diversa: veniva introdotto il concetto di forza sismica equivalente all'effetto prodotto da spostamenti del terreno, attraverso uno spettro di risposta in termini di accelerazione, funzione del periodo proprio di oscillazione della struttura T. I criteri generali di progettazione prevedevano due diverse modalità convenzionali per valutare le azioni sismiche orizzontali e verticali: un'analisi statica o un'analisi dinamica (obbligatoria per T>1.4 s).

Con la legge 64, viene annunciata l'emanazione di uno specifico decreto ministeriale che tratta delle costruzioni in muratura, bisognerà però attendere altri <u>tredici anni</u> affinché il decreto si concretizzi, infatti solo nel 1987 grazie a tale decreto si avranno indicazioni sia in termini di principi che in termini di regole applicative sulla muratura. Nonostante il decreto sia arrivato con estremo ritardo, a causa dei segni lasciati dagli eventi sismici che colpirono il paese, le costruzioni in muratura erano già state oggetto di studio nei provvedimenti e raccomandazioni emanati nelle zone sismiche da oltre due secoli.

Nel 1976 un altro tragico evento colpì la penisola interessando però le terre friulane a seguito del quale la Regione Friuli-Venezia Giulia emanava la Legge Regionale n. 30 del 20.06.1977

che introduceva in Italia i primi due metodi di verifica per edifici in muratura: il *VET* e il *POR*.

Il 1981 fu caratterizzato da un ulteriore devastante evento di magnitudo 6,9, noto come terremoto dell'Irpinia, che colpì le province della Campania e della Basilicata radendo al suolo interi paesi e provocando circa 3000 morti. Due furono gli aspetti che emersero con evidenza dopo quelle catastrofe: l'estrema vulnerabilità delle abitazioni italiane di fronte al rapido succedersi di eventi sismici nel paese, e la totale mancanza di un efficiente sistema di protezione civile, capillare e coordinato a livello nazionale che garantisse rapidi soccorsi.

Figura 25. Terremoto Irpinia 1980

Figura 26.Terremoto Irpinia 1980

In seguito a questo gravissimo evento tellurico lo Stato emanava la Legge n. 219 del 14.05.1981 –*Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. n.75 del 19.03.1981 recante ulteriori interventi in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici del novembre 1980 e del febbraio 1981.* In ottemperanza all'art.10 di tale Legge fu, successivamente, pubblicato il D.M. LL.PP. del 02.07.1981- *Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia* che introdusse, per la prima volta, la verifica sismica degli edifici in muratura esistenti, da condurre con le modalità previste dal D.M. 03.03.1975 al capo C.6 per gli edifici con strutture intelaiate.

Le Normative di seconda generazione si rilevarono poco efficaci nei confronti degli edifici in muratura, in quanto queste furono scritte sulla base delle Normative Americane le quali erano di tipo prescrittivo e facevano riferimento a modelli più adatti ad edifici in cemento armato. Pertanto si imposero modelli dell'ingegneria californiana alle strutture in muratura italiane. Il risultato è stato disastroso infatti, i recenti terremoti hanno dimostrato come gli interventi concepiti in base alle normative sismica di seconda generazione siano stati inappropriati.

2.1.3 Norme di terza generazione

Le norme di terza generazione nascono in seguito al terremoto del Molise del 31.10.2002 che fu avvertito nelle province di Campobasso e Foggia dove si verificarono diversi crolli parziali di edifici in muratura e alcuni crolli totali con danneggiamenti gravi pressoché generalizzati, ma l'evento più tragico interessò la scuola Francesco Jonive a San Giuliano di Puglia (CB) dove persero la vita 27 bambini e una insegnante. La maggior parte dei comuni che subirono danni non rientravano all'interno di quelle zone definite come sismiche. Dall'esperienza appresa da questo terremoto viene proposta una riclassificazione sismica del territorio italiano e tramite Ordinanza PCM n.3274/2033 vennero completamente eliminate le zone definite non sismiche e venne eseguita una nuova classificazione di tutti i Comuni italiani all'interno di 4 zone sismiche caratterizzate da diversi valori di pericolosità, imponendo l'adeguamento di edifici esistenti alle sollecitazioni sismiche attese per ciascuna area.

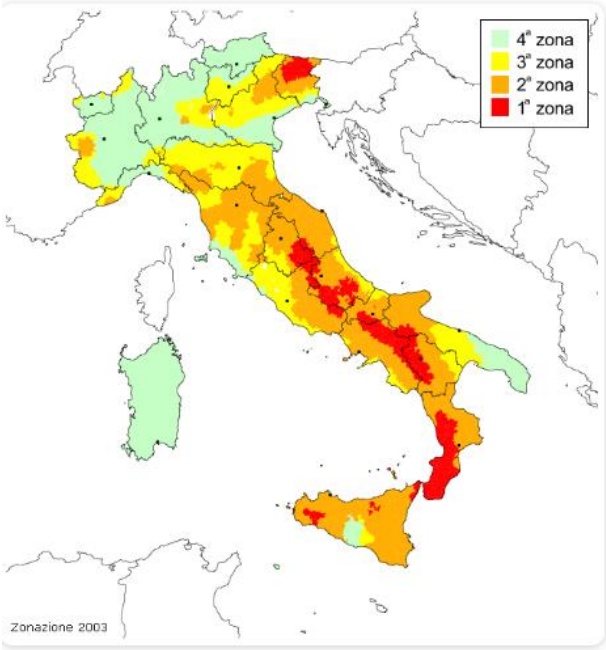


Figura 27. Classificazione sismica 2003

La Normativa di Terza generazione resta l'unica in vigore solo nel 2009 con le Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008 e successiva Circolare del Ministero delle Infrastrutture n. 617 del 2 febbraio 2009 e anche in questo caso come conseguenza di un importante evento sismico che ha colpito l'Italia centrale e noto come il terremoto dell'Aquila, in quanto è stata la città più gravemente colpita sia per numero di vittime che per il danno storico-architettonico subito.

Tali norme sono allineate con gli Eurocodici, e i dodici capitoli di cui è composta confermano l'impostazione prestazionale ma una cogenza prescrittiva.

Queste norme basano il progetto sismico sul perseguimento di obiettivi puramente prestazionali (Performance Based Design, PBD). Abbandono totale quindi del carattere convenzionale e prescrittivo dei metodi tradizionali, a favore di un'impostazione esplicitamente prestazionale, nella quale gli obiettivi della progettazione che la norma si prefigge vengono dichiarati, ed i metodi utilizzati allo scopo vengono singolarmente giustificati. Questa impostazione fornisce al progettista la consapevolezza della finalità e del rilievo di ogni singola operazione e consente di graduare le prestazioni richieste all'opera in corso di progettazione in relazione ad esigenze di natura sociale ed economica.

I quattro livelli di prestazione tipicamente introdotti corrispondono a:

- Operational (completamente operativo, SLO)
- Immediate occupancy (operativo e funzionale, SLD)
- Life safety (salvaguardia della vita umana, SLV)
- Collapse prevention (prossimo al collasso, non più riparabile, SLU)

I livelli di accelerazione sismica sono invece legati al periodo di ritorno del sisma, e corrispondono ad un evento:

- Frequente (periodo di ritorno dai 25 ai 72 anni)
- Occasionale (periodo di ritorno dai 72 ai 225 anni)
- Raro (periodo di ritorno di 475 anni)
- Molto raro (periodo di ritorno variabile dai 800 ai 2500 anni)

La fase finale di questo percorso ha portato alla Mappa di Pericolosità Sismica del territorio nazionale che individua le aree dove ci si possono attendere scuotimenti sismici di diversa forza, in qualsiasi momento e quindi anche in assenza di sequenze sismiche.

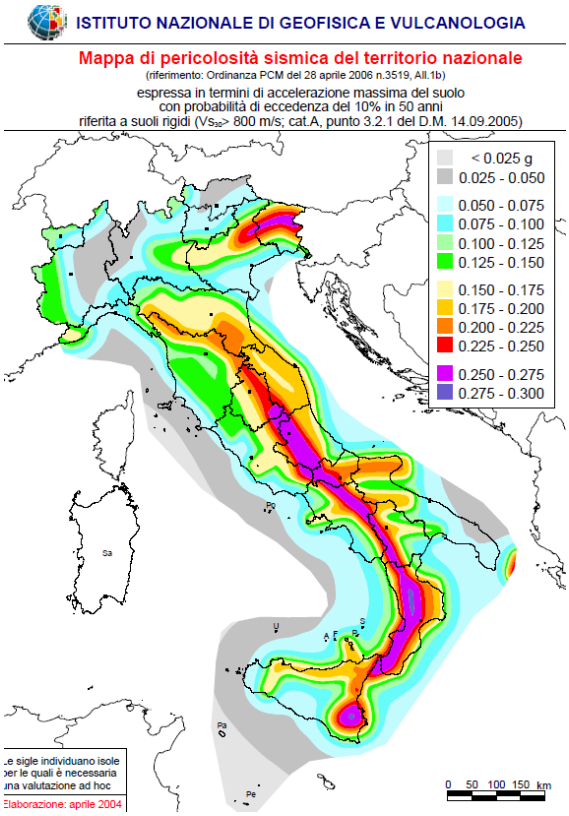


Figura 28. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale.

2.2 Quadro normativo attuale

In Italia, il quadro normativo attuale è governato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, entrate in vigore il 22 marzo 2018. Pochi mesi dopo la loro approvazione, il Consiglio Superiore dei LLPP ha prodotto la circolare applicativa intitolata "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" con l'obiettivo [cit] *di fornire agli operatori del settore, ed in particolare ai progettisti, opportuni chiarimenti, indicazioni ed elementi informativi per una più agevole ed univoca applicazione delle norme stesse"*[2].

In ambito continentale l'Unione Europea ha cercato di unificare la normativa di settore al fine di creare una norma che rappresentasse una linea guida da seguire a livello europeo, è proprio da questa volontà che nascono gli Eurocodici. Questi possono essere visti come un documento che unifica tradizioni e culture tecniche provenienti dai diversi paesi europei. Nell'Eurocodice assume un ruolo importante il metodo agli stati limite che diviene il principale criterio di

[2] Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni

verifica della sicurezza. Gli Eurocodici rappresentano il riferimento europeo sia per le norme relative ai singoli materiali strutturali sia per quelle rivolte alla progettazione sismica.

Nel caso degli edifici in muratura appartenenti al patrimonio storico, e pertanto sotto tutela dalla Soprintendenza, si tiene conto delle linee guida contenute nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le Costruzioni". Di tale direttiva è stata emanata una prima versione il 12/10/07 e successivamente aggiornata alle NTC 08 con la versione del 9 febbraio 2011.

2.3 Valutazione della vulnerabilità sismica secondo le NTC 2018

La stima della vulnerabilità sismica di un edificio segue l'iter progettuale del paragrafo 8.5 delle NTC 2018 "Valutazione *della sicurezza"* che viene riassunto nei seguenti passaggi:

- Analisi storico-critica: prevede l'acquisizione di tutta la documentazione progettuale storica disponibile, al fine di individuare la composizione architettonica-strutturale che nel corso degli anni ha dato vita al complesso edilizio da studiare;
- Rilievo geometrico strutturale: riferito alla geometria complessiva, agli elementi costruttivi, dovranno individuarsi le strutture resistenti, i carichi agenti e il rilievo delle fondazioni
- Caratterizzazione meccanica dei materiali: che si ottiene eseguendo delle prove sui materiali il cui numero e la tipologia variano in relazione al livello di conoscenza che si intende raggiungere. In questa fase sono acquisite anche le informazioni in merito al sottosuolo.
- Definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza;
- Definizione delle azioni e delle relative analisi strutturali;
- Determinazione della vulnerabilità del sistema struttura esistente calcolata come il rapporto tra **capacità** della struttura di far fronte al sisma e **richiesta,** in termini di resistenza e/o spostamento da parte del sisma di riferimento previsto dalla normativa.

3 ANALSI STORICO-CRITICA DEL CASTELLO DI BRUZOLO

Il castello di Bruzolo si erge sulla sponda sinistra del fiume Dora Riparia in Valle Susa, costruito sulle pendici montane, è sito ai piedi dell'abitato all'incirca a metà del pendio che sale fino alla gola del rio Pissaglio.

Figura 29. Vista Sud-Est del Castello di Bruzolo.

In apparenza il castello, con la sua mole composita e massiccia, non lascia trasparire nulla dell'antica tipologia fortificata, infatti, a causa delle modifiche attuate a partire dal Cinquecento il Castello ha completamente modificato il suo aspetto originario. Oggi non ha più evidenti tracce degli elementi tipici dell'architettura difensiva ma assume più l'aspetto di un agglomerato di fabbricati diversi. Inoltre quello che potrebbe sembrare un prospetto semplice e povero, in realtà nasconde al suo interno un'abitazione signorile ed importanti ricchezze decorative.

3.1 Storia del Castello di Bruzolo

Dalle ricerche storiche è emerso che il borgo di Bruzolo e la torre del castello risalgono circa all'anno 700 d.C., invece la costruzione originale del castello è attestata al 1227, anno in cui il conte di Savoia, Bertrandi di Montmelian, ottenne in feudo il territorio corrispondente alla parrocchia di Bruzolo. Il primo documento ufficiale conosciuto del feudo di Bruzolo fu stilato a

Susa il 30 agosto, alla presenza dei principali nobili valsusini riunitisi nel giardino dei Barralis, probabilmente sarà in seguito a questa data che per volere di Bertradi di Montemelian avrà inizio la costruzione del Castello. Originariamente il Castello si presentava quadrato e massiccio, caratterizzato da un'elevata torre che serviva di vedetta e circondato da un fossato nel quale si poteva immettere acqua. Vista la posizione poco strategica dal punto di vista difensivo, fu circondato da buone muraglie e feritoie, porta e ponte levatoio. Da un disegno eseguito nel 1713 dall'agrimensore camerale Giovanni Battisti Perreti di Volvera si svela la presenza di quattro torri agli angoli dell'edificio, due delle quali oggi tangibili solo come ruderi. Il Castello, con la sua maestosità, si eleva all'angolo nord-ovest della cinta che, originariamente era destinata ad accogliere il cortile ed i bassi fabbricati rustici, i depositi e le scuderie, ed aveva valide mura munite di merli e di scarpa, e guernite di *belfredi* o *torricelle di guardia*. L'entrata principale doveva essere molto suggestiva ed imponente, perché era fornita di porta e postierla, ponti scorrevoli e caditoie. Inoltre era anche prevista una porta che si apriva a levante per quelle che potevano essere le emergenze del tempo. (E. s.d.)

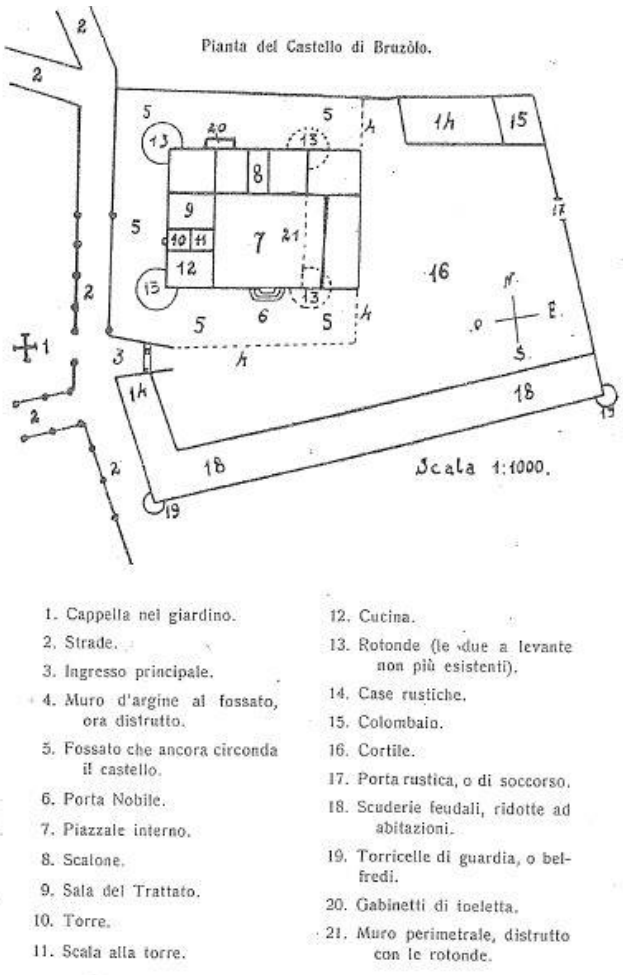


Figura 30. Pianta originaria del Castello di Bruzolo

Per i successivi 130 anni sarà proprio la famiglia dei Bertrandi a possedere il feudo con le sue terre, i boschi, i pascoli, i mulini e la Fucina di Bruzolo, risalente al XIII secolo ed ancora conservata. Saranno poi i De La Rivoire, casata nobile dell'entourage dei Conti di Savoia, ad acquisire il feudo, durante questi anni il castello mantenne il suo aspetto originario subendo qualche piccolo ampliamento. Tra tutti i proprietari del maniero, senza dubbio, la dinastia che segnò il più lungo periodo di possesso nobiliare del castello fu la famiglia Grosso. Grazie alla calma, alla quiete ed alla tranquillità che infondeva il luogo, durante la loro occupazione, nel 1610, il castello fu sede della firma del Trattato di Bruzolo fra gli emissari di Enrico IV di Francia, Claude de Bullion, Franois de Bonne de Lesdiguieres ed il Duca Carlo Emanuele I di Savoia, in questa occasione i Conti Grosso di Bruzolo ospitarono un'importante alleanza matrimoniale e militare tra Regno di Francia e Ducato di Savoia. Esiste ancora, tra le sale ricche di testimonianza d'arte e di memorie, la "sala del trattato". Durante il Cinquecento per volere della famiglia Grosso, venuta meno la necessità di difesa individuale, il castello fu trasformato in una grandiosa residenza signorile: si soprelevarono i piani, si demolirono due delle torri rotonde e le due rimanenti furono ridotte in altezza. Scomparso quasi del tutto il fossato, fu costruita una nuova ala a levante e l'area degli antichi sotterranei fu coperta con un piazzale. Della costruzione più antica rimasero l'ala a ponente e il corpo centrale, con sale coperte da soffitti a cassettone. All'esterno si notano ancora alcune finestre tribolate, con architrave.

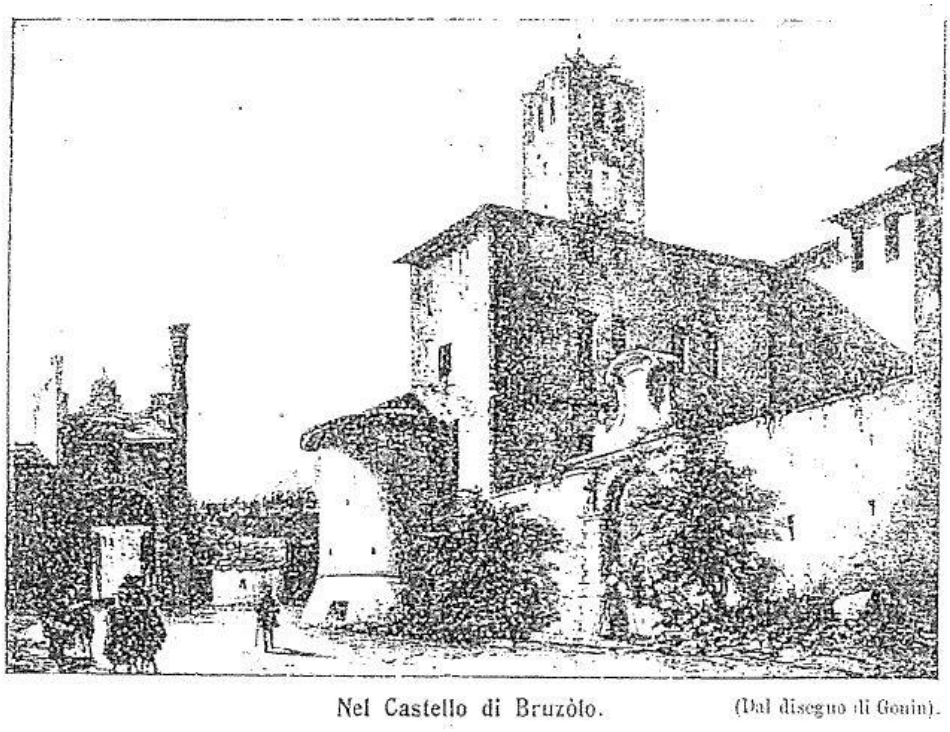


Figura 31. Disegno del Gonin ritraente il Castello di Bruzolo

Nel 1712 il castello subì altre modifiche seppur poco rilevanti dal punto di vista architettonico. Fu mantenuto lo stile medievale caratterizzato dalla forma chiusa del castello, dalla torre quadrata dominante e dalla presenza di caditoie, realizzate sulla torre e a cavallo dell'accesso al cortile, dove essa è inoltre munita di corpo di guardia superiore. Caratteristico era un grande scalone che collegava le grandi sale ai vari piani e suggestiva la presenza di una cappella dedicata a San Michele, voluta da Cesare Grosso. Inoltre in quegli anni Porta Nobile, che dalle ultime modifiche era ancora rimasta con carattere spiccatamente difensivo ed ancora munita di ponte levatoio, fu sostituita con una nuova porta in stile barocco che ancora oggi è possibile ammirare.

A causa degli avvenimenti del tempo e spinta dalla Rivoluzione francese, nel 1797, Faustina Grosso Mazzetti fu costretta a vendere il castello a Giuseppe Olivero, capostipite di un'altra lunga discendenza. Questo passaggio coincide con un importante cambiamento storico, infatti, siamo all'inizio dell'Ottocento, secolo segnato dall'avvento di una nuova classe sociale: la borghesia. Nel Novecento il castello passò in possesso al professor Federico Marconcini, esponente della èlite politica e universitaria, nonché docente dell'Università cattolica del Sacro Cuore di Milano, Deputato del Regno d'Italia e quindi Senatore della prima Legislatura repubblicana. Il castello fu ereditato dalla figlia Raffaella, ricordata perché madrina del Gruppo Alpini di Bruzolo e per aver voluto, quella che oggi è ormai divenuta una tradizione per Bruzolo: la messa di San Michele con il falò nel cortile del castello. Dopo la sua morte, nel 2014, l'edificio principale fu acquisito dallo Stato e affidato alla Soprintendenza Archeologica, Belle Arti e Paesaggio di Torino.

3.2 Struttura architettonica

La struttura del castello è piuttosto ampia e maestosa tanto da essere definita da *Curiosità sull'inquisizione di Torino e racconti di storia patria per cura di due studiosi: considerevole per vastità e per una particolare foggia di costruzione*[3]. Oggi il Castello porta con sé i segni caratteristici di ogni epoca storica grazie ai vari proprietari che si sono susseguiti e che hanno apportato delle modifiche dettate dalle esigenze del contesto storico in cui vivevano. La struttura, nata come castello feudale, nel sedicesimo secolo è divenuta una signorile e sontuosa abitazione, conservando le parti essenziali che l'hanno caratterizzata nei secoli e che oggi possono essere lette come testimonianze delle varie epoche storiche.

[3] https://it.wikipedia.org/wiki/Castello_di_Bruzolo s.d

Figura 32. Castello Bruzolo vista.

3.2.1 Castello centrale

Nella parte Nord-Ovest del perimetro del ricetto si trova l'edificio centrale che, si sviluppa a ferro di cavallo intorno ad un cortile quadrato di circa 400 m^2 detto *Cort Nobla,* cui si accede tramite un portale barocco in marmo di Chianocco o Foresto, denominato *Porta Nobla*, che potrebbe aver sostituito un ingresso antico sul lato a levante. Il mastio ingloba due ali una ad Ovest ed una ad Est. Le due ali si elevano su tre piani fuori terra, risalenti nei muri perimetrali al medioevo, con ammezzati in travatura lignea con struttura a travi e travetti. Agli angoli del corpo principale si trovano due torri cilindriche. Originariamente le torri dovevano essere quattro, ma di queste se ne conservano solo due, quelle site negli angoli Sud-Est e Nord-Ovest, le altre due vennero abbattute nel cinquecento a causa dell'ampliamento che subì il castello. Da testimonianze di primo '900, si attesta l'esistenza nei sotterranei di ulteriori spazi ipogei, oggi non visibili in quanto è stato colmato l'accesso.

Figura 33. Torri agli angoli Sud-Est e Nord-Ovest.

3.2.2 Le porte, la cinta esterna e il ricetto

L'accesso al ricetto, denominato *Cort Granda,* è costituito da una porta medioevale con caditoia, che si apre nella cinta fortificata esterna. Detta *Porta Granda*, la sua soglia è oggi a un livello più basso del piano stradale esterno a causa di forti depositi alluvionali, rintracciabili ogni qual volta si scavi nel piano di campagna circostante. La *basse cour*, ampia circa 3000 m^2, racchiudeva anche un vallo intorno al castello centrale, ad ulteriore fortificazione; forse colmato nel 1700, ne permane una parte sull'angolo Sud-Ovest. Invece il ponte carraio e il ponticello sono del tutto scomparsi. Il ponte elevatoio di Porta Nobla, elemento caratterizzante i castelli del medioevo, si distingueva da quelli dell'epoca perché era un ponte scorrevole che poteva essere ritirato facilmente, oggi sono rimaste solo delle tracce di questa particolare struttura riscontrabile nei piedritti della porta dove si rilevano gli incastri dei mancorrenti.

Figura 34. Porta Granda

Particolare degno di nota è di certo lo stemma marmoreo dei conti Grosso, presente sulla porta e raffigurante un'aquila nera coronata come la sabauda, membrata di rosso col margine nero e caricata di otto grossi o denari d'argento. Dalla porta si estende il muro di cinta che delimita il piazzale e quelle che erano le antiche scuderie (denominate 1 in *figura35*) di cui oggi è possibile osservare solo qualche maceria e su cui sono state costruite delle nuove abitazioni, nei casi peggiori sono state completamente rimosse per lasciare spazio alle nuove costruzioni.

Figura 35. Antiche scuderie oggi abitazioni.

Figura 36. Colombaia sullo spigolo Nord-Est.

Inoltre la cinta esterna era dotata di torrette angolari sugli spigoli a meridione e di una colombaia sullo spigolo Nord-Est. Fino agli anni 60' la Porta era sormontata da un campaniletto.

La prestigiosa Porta Nobla, in marmo bianco di Foresto, divide il vasto spiazzo interno del cortile d'onore. Osservando questa porta è possibile apprezzare segni tangibili dell'arte barocca, è inoltre caratterizzata da un'elegante gradinata e da imposte scolpite. Segno distintivo dell'anno in cui è stata costruita è la data incisa nel frontone interno, in particolare 1712 si riferisce all'anno in cui la porta sostituì l'antico portone con un ponte levatoio destinata a proteggere la dimora feudale.

Figura 37. Fronte Porta Nobla.

Frontone della " Porta Nobile ,, — Lato interno.
(Disegno di Riccardo Brayda).

Figura 38. Frontone della porta, lato interno.

3.2.3 La Torre

La Torre alta e quadrata, dominante su tutto l'edificio, fu uno dei primi elementi costruiti del castello e la sua presenza era indispensabile per scopi difensivi, infatti, grazie alla sua altezza di 30 metri, assicurava una visione a lungo raggio che gli permetteva di assolvere alla sua funzione di torre di vedetta. Caratteristica è la presenza di una latrina in sporto sul fossato, di una corona delle bifore ed i

Figura 39. Torre quadrata.

robusti modiglioni in pietra che sostenevano merli e caditoie. Nel corso delle varie modifiche che ha subito il castello, la cupoletta in mattoni ha sostituito la merlatura. I vari piani della torre sono costituiti da piccole stanze con aperture modeste, ed ai tempi destinate ad essere delle prigioni. Nel 1696, nella parte inferiore della torre fu ristruttura la scala in pietra, invece la parte superiore della torre rimase priva di scalette ed impalcature in legno.

3.2.4 La Cappella del Castello

La Cappella, di epoca settecentesca, dedicata al culto di San Michele, fu costruita e benedetta per volere del conte Cesare Grosso nel 1706. E' sita di fronte alla *Porta Granda,* ingresso principale del castello, all'incrocio tra via Carlo Emanuele I e via Marconcini all'interno di uno spazio chiuso da mura e circondato dai Toppioni, pilastri alti 4-5 metri di sostegno ai pergolati per coltivare la vite al di sopra della strada. La Cappella di San Michele fa parte del complesso del Castello.

4 STATO DI FATTO DELL'EDIFICIO

Il Castello di Bruzolo rappresenta un insieme storico, architettonico e ambientale che, mantenutosi nel tempo, è stato profondamente contrassegnato dalle varie epoche storiche. Particolare degno di nota riguarda il fatto che è stato abitato con continuità dal XIII secolo ad oggi. I vari proprietari che si sono succeduti hanno apportato importanti modifiche dal punto di vista architettonico, cambiando completamente l'antico aspetto di castello medievale e trasformandolo in una lussuosa dimora signorile. L'evoluzione storica costruttiva del castello non può essere ignorata, ma rappresenta un passaggio fondamentale per analizzare l'edificio sotto l'aspetto sismico. Per un'analisi sismica accurata è inoltre indispensabile valutare lo stato di conservazione dell'edificio così da poter associare a questo un determinato livello di conoscenza che viene tradotto in termini di fattore di confidenza. Secondo le NTC 2018 la conoscenza dell'edificio si fonda su tre aspetti fondamentali:

- La *conoscenza Geometrica* che prevede un rilievo completo con piante alzate e sezioni, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, il rilievo delle volte, dei solai, della copertura e delle scale. L'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete. La conoscenza della tipologia di fondazione. Il rilievo del quadro fessurativo e l'eventuale quadro deformativo.
- I *dettagli costruttivi* con particolare attenzione alla qualità dei collegamenti tra pareti verticali e tra orizzontamenti. Esistenza di architravi, presenza di elementi strutturalmente efficienti atti a eliminare le spinte ove presenti. Presenza di elementi a elevata vulnerabilità. Tipologia della muratura e le sue caratteristiche costruttive.
- La *proprietà dei materiali* attraverso l'esame della qualità muraria in cui si dovrà verificare l'effettiva idoneità della muratura a sostenere le azioni statiche e dinamiche. La presenza di elementi di collegamento trasversali al piano della parete. La forma, la tipologia le dimensioni degli elementi costruttivi. La tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti. La qualità e la consistenza delle malte, nonché la loro caratterizzazione sulla base di campioni prelevati in situ. Infine la caratterizzazione di blocchi, pietre, mattoni, mediante prove sperimentali effettuate su campioni prelevati in situ.

Il presente capitolo da una descrizione approfondita della geometra dell'edificio secondo le NTC 2018. I rilievi relativi alle piante, i prospetti, e la documentazione fotografica sono stati messi a disposizione dalla società di ingegneria I.C.I.S. srl di Torino.

4.1 Descrizione edificio

Oggi il fabbricato presenta una struttura portante mista in muratura integrata da elementi lignei, si sviluppa su tre piani fuori terra ed uno parzialmente interrato, è inoltre irregolare sia in pianta che in elevazione. La struttura si presenta totalmente coperta da intonaco, ma la presenza di qualche lacuna lascia intravedere tratti di muratura in pietrame. Sono visibili anche alcune lesioni e danni superficiali dovuti generalmente all'azione dell'acqua. Dai rilievi geometrici eseguiti durante i sopralluoghi sono stati disegnate piante e prospetti sui quali è stato riportato il quadro fessurativo.

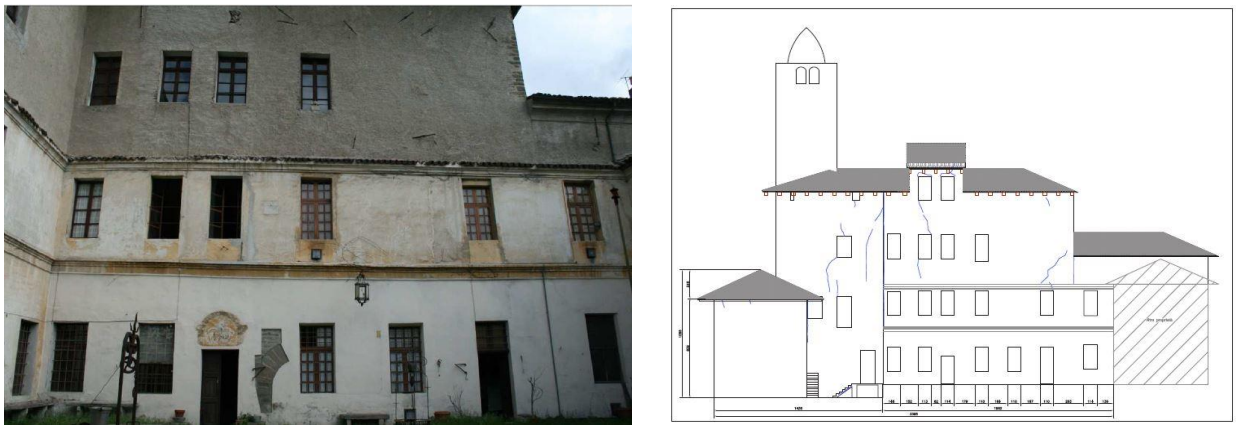


Figura 40. Prospetto Sud interno corte.

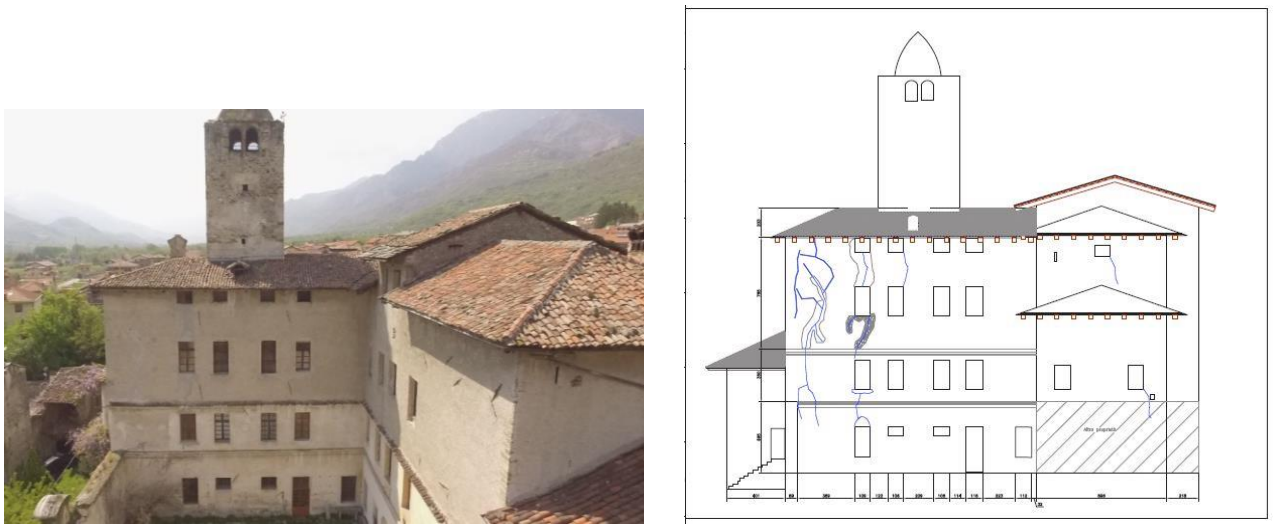


Figura 41. Prospetto Est interno corte.

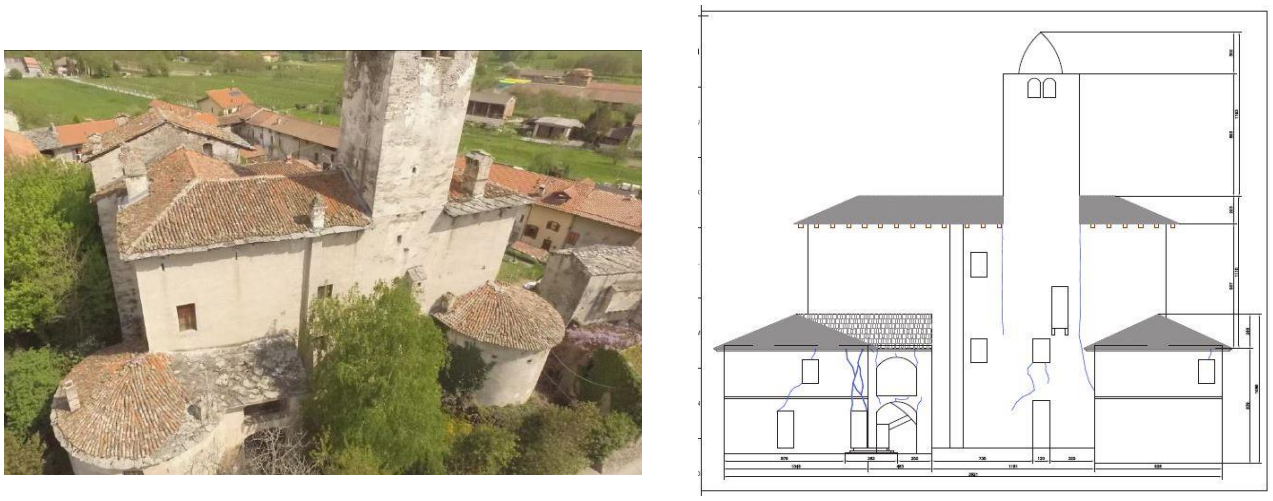


Figura 42. Prospetto Ovest.

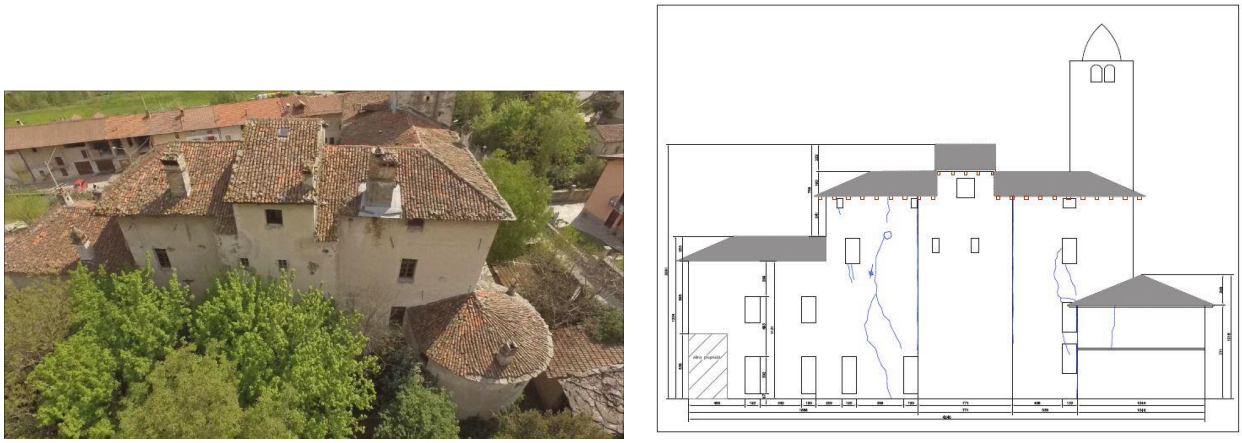


Figura 43. Prospetto Nord.

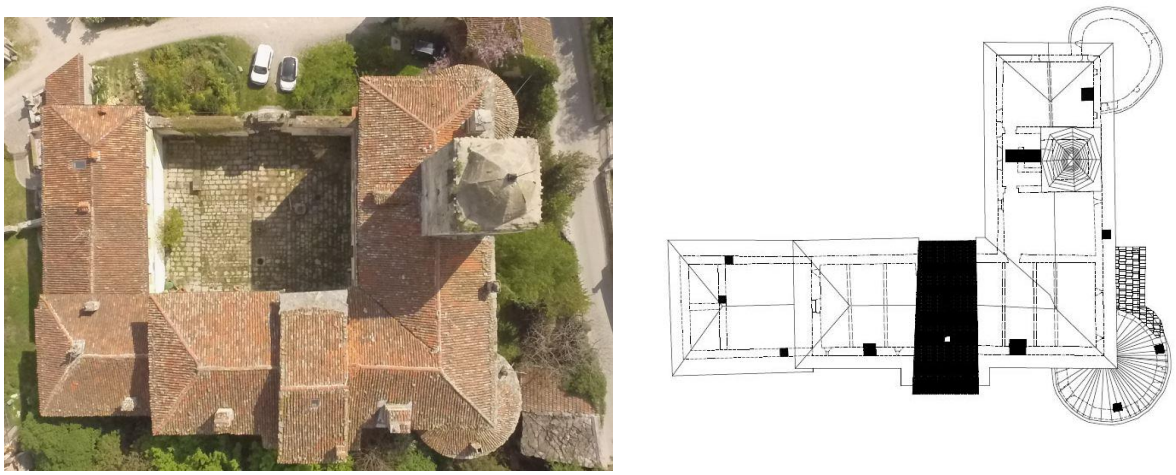


Figura 44. Rilievo copertura.

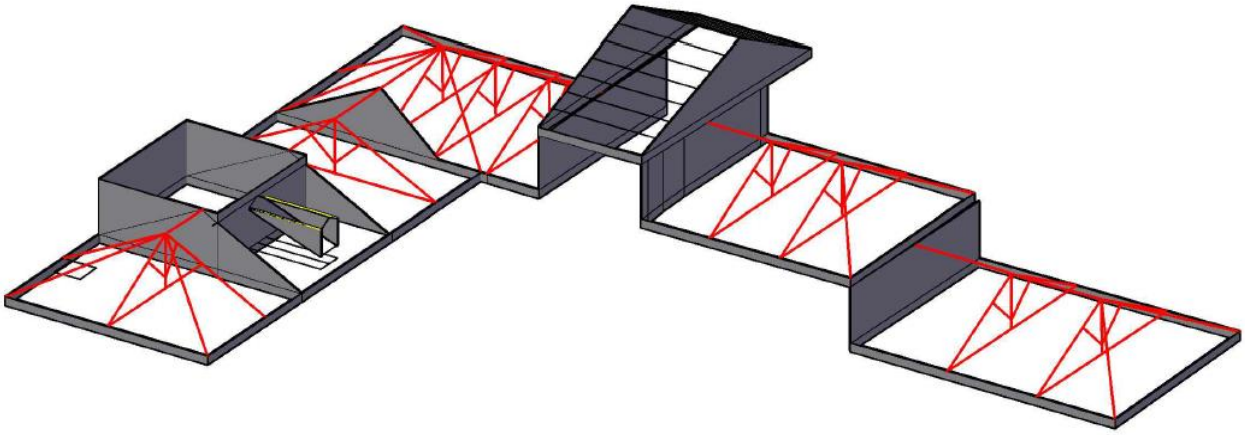


Figura 45. Rilievo capriate

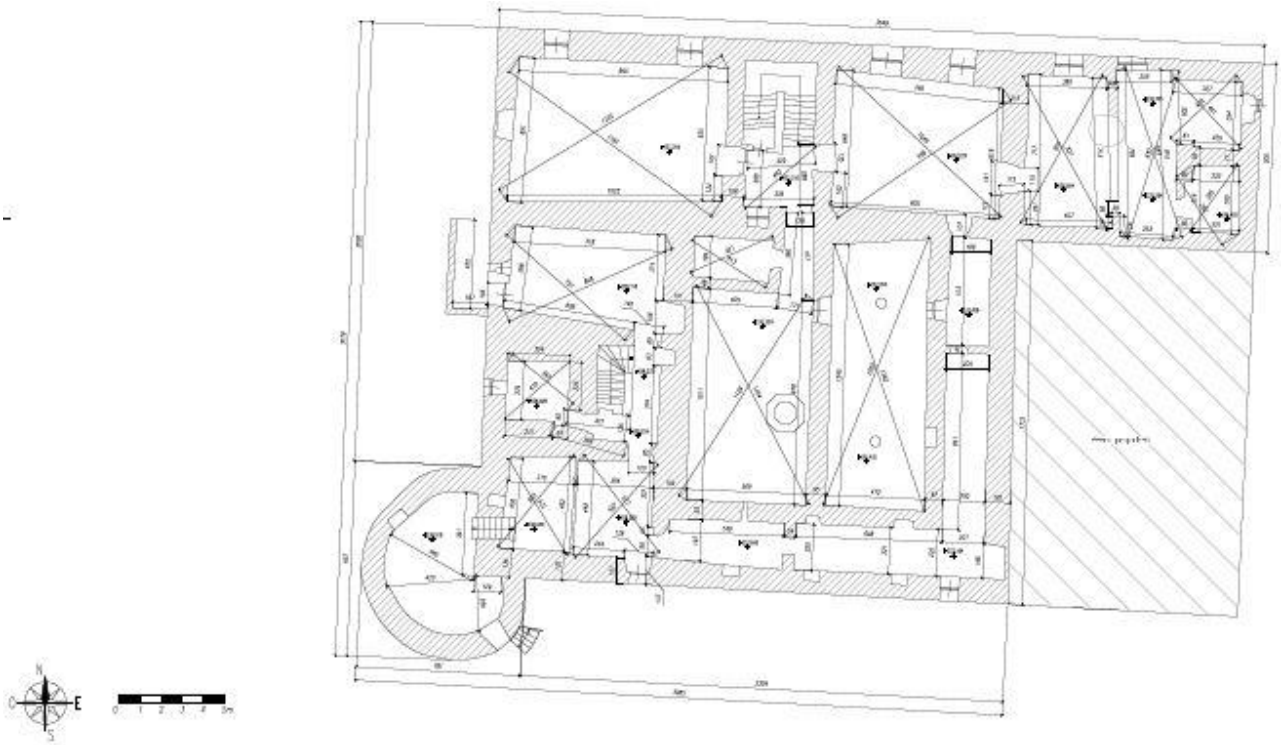


Figura 46. Pianta piano interrato

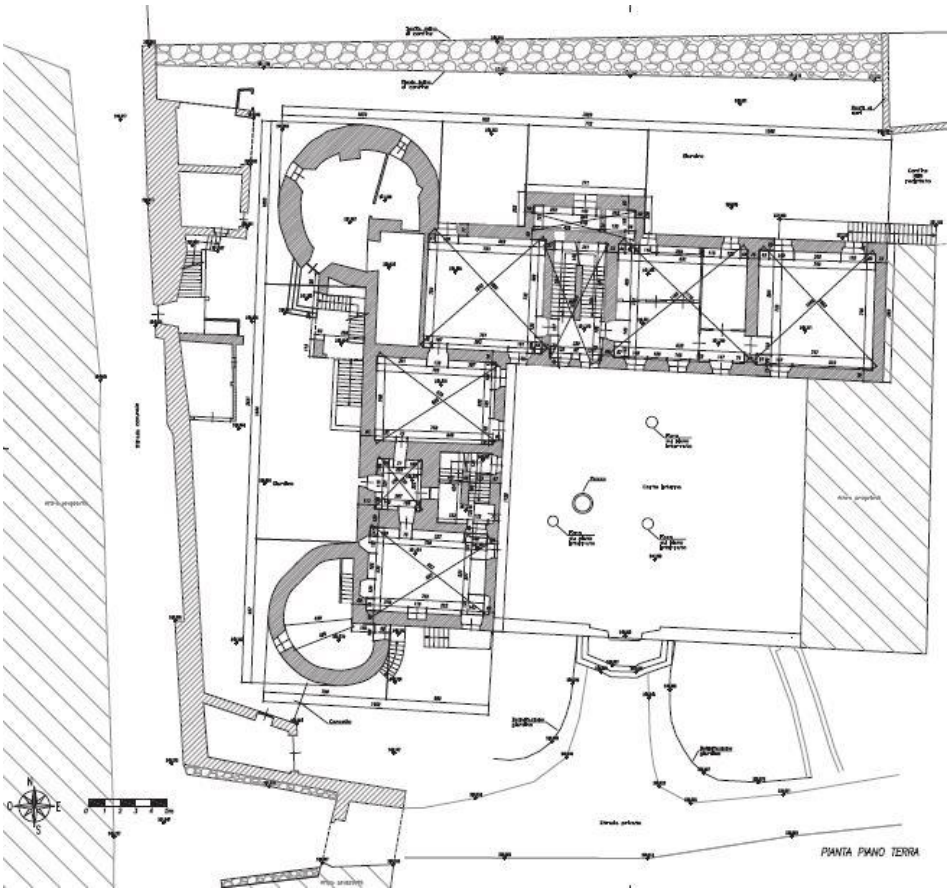


Figura 47. Rilievo piano terra.

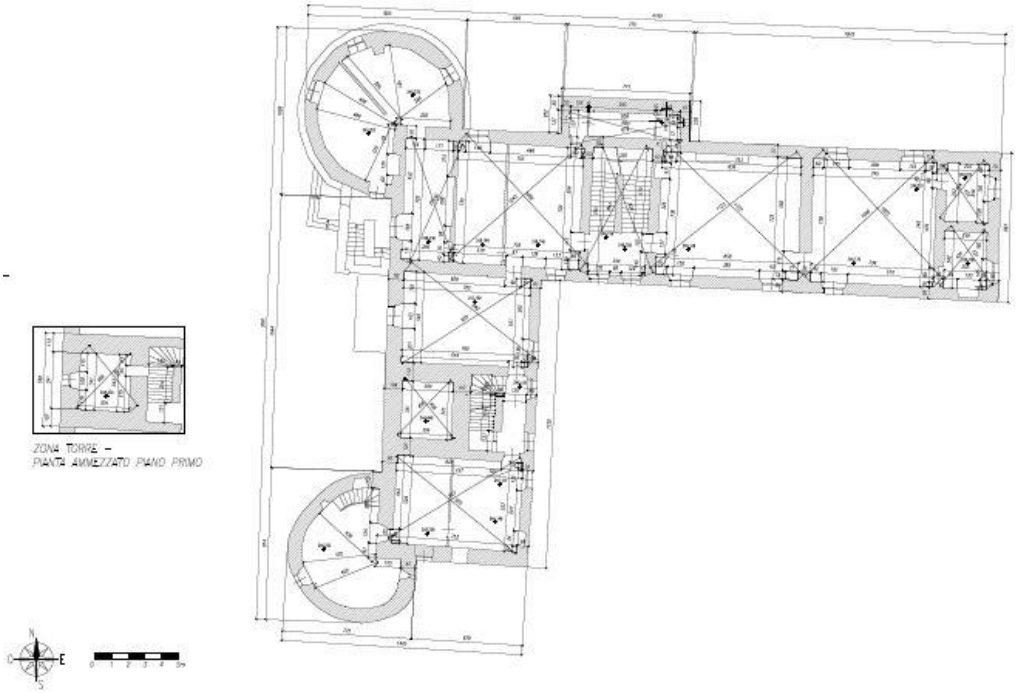


Figura 48. Rilievo primo piano.

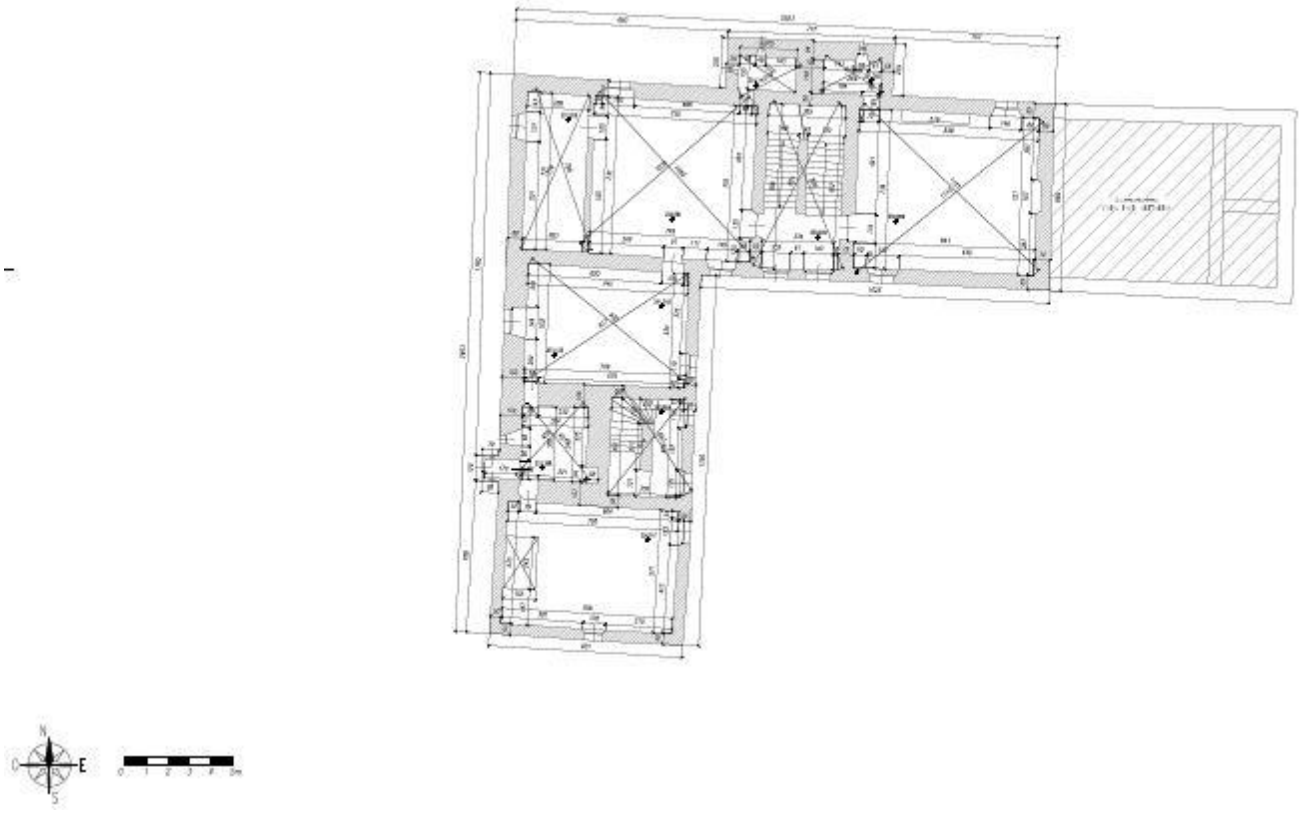


Figura 49. Rilievo secondo piano.

Lo stato della torre quadrata alta 30 metri, di incerta origine in quanto per alcuni è riferita ad epoca romana mentre per altri di derivazione araba per l'aspetto insolito della sua copertura a cupola, merita particolare attenzione a causa delle sue condizioni attuali. Infatti, soprattutto nella parte sommitale sono presenti segni di evidente degrado.

Figura50.Torre

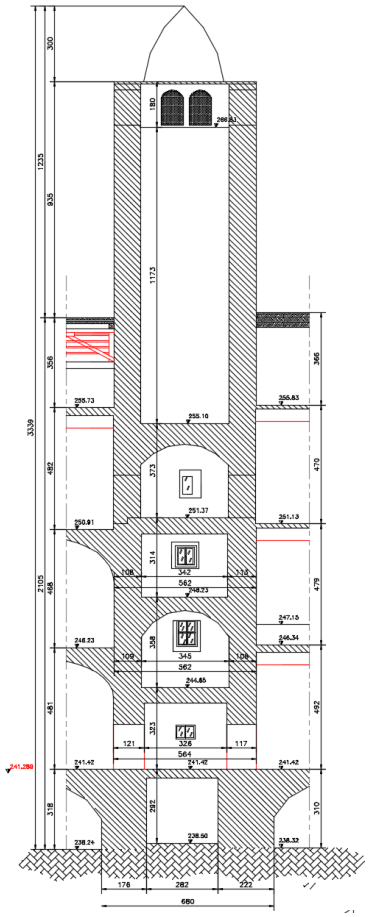


Figura 51. Rilievo torre quadrata sita nell'ala Ovest del castello

Le coperture del castello sono in legno con manto in coppi, sono in condizioni non idonee agli standard di sicurezza, infatti, presentano in diversi punti cedimenti ed infiltrazioni che causano un peggioramento anche degli ambienti e dei solai sottostanti.

Figura 52. Copertura

Per quanto riguarda gli orizzontamenti è' possibile classificarli in due tipologie principali, infatti ci sono delle camere con delle volte a padiglione, e delle camere il cui soffitto è costituito da un tavolato in legno, da travetti e da travi ordite lungo la direzione opposta ai travetti.

Figura 53. Soffitto a volta

Figura 54. Soffitto in legno

Dai risultati sperimentali della campagna di indagine sono state ricavate le informazioni necessarie a definire i dettagli costruttivi degli orizzontamenti. Nel seguito si riportano solo due esempi di rilievi di volte e solai in legno.

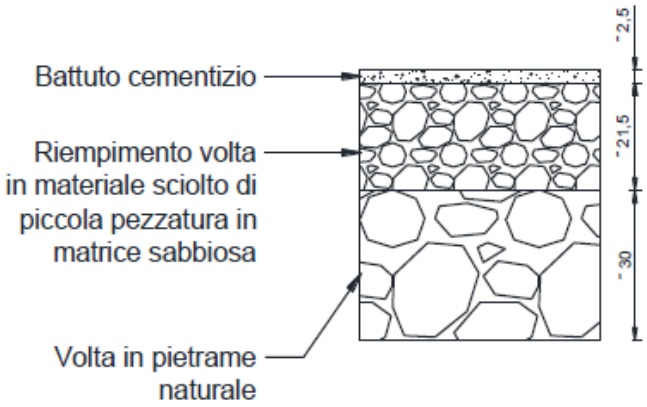


Figura 55. Esempio stratigrafia volta.

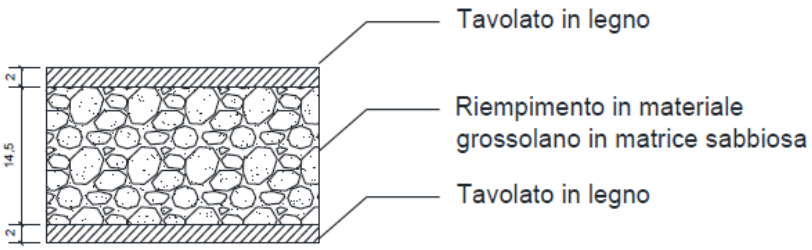


Figura 56. Esempio stratigrafia solaio in legno.

5 CAMPAGNA DI INDAGINE SPERIMENTALE

Per le costruzioni esistenti è fondamentale la conoscenza della struttura in termini di geometria, dei materiali che la costituiscono. Per associare il corretto livello di conoscenza alla struttura oggetto di studio è necessario approfondire gli altri due aspetti citati nelle NTC 2018 ovvero quello relativo ai dettagli costruttivi e quello relativo alle proprietà dei materiali.
Per quanto riguarda i dettagli costrutti possono essere indagati mediante due tipologie di verifiche in situ:

- *Verifiche in situ limitate* che sono basate su rilievi di tipo visivo, quindi eseguendo saggi sulla muratura che consentono di definire le caratteristiche murarie e l'ammorsamento tra muri ortogonali. Inoltre viene valutata la qualità dei collegamenti sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura.
- *Verifiche in situ estese ed esaustive* che sono basate su rilievi di tipo visivo ancora una volta effettuati ricorrendo a saggi sulla muratura che permettano di definire la qualità dell'ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti, e questo dovrà essere esteso in modo sistematico a tutto l'edificio.

Anche per quanto riguarda le proprietà dei materiali vengono distinte due tipi di verifiche:

- *Verifiche in situ limitate* sono eseguite tramite esame visivo di una parte di intonaco rimosso di dimensioni 1x1, questa deve essere eseguita in corrispondenza degli angoli al fine di verificare gli ammorsamenti murari. È importante valutare la compattezza della malta, la monoliticità, la qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati che interessino lo spessore murario.
- *Verifiche in situ estese* che prevedono gli stessi esami visivi delle verifiche in situ limitate ma devono essere eseguite in maniera estesa e sistematica in tutto l'edificio. E' inoltre necessaria una prova distruttiva per ogni tipo di muratura presente, si possono inoltre prevedere delle prove di tipo non distruttivo a complemento di queste ma non in sostituzione.
- *Verifiche in situ esaustive* dove ancora una volta vengono eseguiti ispezioni visive sui saggi superficiali in maniera sistematica. Devono prevedersi misure sulle caratteristiche meccaniche della muratura da prove in situ o in laboratorio. Le prove possono inoltre comprendere prove di compressione diagonale o compressione-taglio su pannelli.

Per ottenere una buona conoscenza sia dei dettagli costruttivi che delle proprietà dei materiali è stata eseguita una campagna di indagine sperimentale che ha interessato la

caratterizzazione dell'indice di qualità muraria (IQM), la caratterizzazione dei dettagli costruttivi e dei materiali, la caratterizzazione sismica del sito e dinamica delle membrature principali.

Nel presente capitolo dopo una prima fase di descrizione delle prove eseguite, vengono rielaborati i risultati sperimentali della campagna di indagine da cui si ricavano i parametri meccanici della muratura, l'analisi dei carichi, e le rigidezze equivalenti.

5.1 Prove sulle murature

Le prove eseguite durante la campagna di indagine sperimentale sono state le seguenti:

- *Rimozione dell'intonaco e ispezione visiva*

La prova prevede la rimozione dell'intonaco in una zona di almeno 1 m^2 (1m x1m), al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita la muratura, il tipo di collegamento trasversale tra i paramenti, qualità e consistenza della malta, tessitura, orizzontalità della giacitura. La prova è richiesta in corrispondenza degli angoli, in questo modo si riesce a verificare anche un altro dettaglio costruttivo ovvero l'immorsamento tra le pareti. Pertanto prevedendo dei saggi in corrispondenza degli spigoli si verificano due dettagli costruttivi: immorsamento e qualità della muratura.

- *Prova di caratterizzazione della malta*

La prova è eseguita rimuovendo un po' di malta che viene portata nel laboratorio di chimica dove vengono eseguiti degli studi petrografici quantitativi al microscopio polarizzatore che permettono di caratterizzare la malta. In funzione dei risultati che si ottengono la si può classificare come più o meno buona.

- *Carotaggio per la verifica dello spessore murario*

I carotaggi prevedono l'asportazione di un campione di struttura, definito appunto "carota", di forma cilindrica e dimensione tra 20 e 30 mm. L'estrazione di carote avviene mediante l'utilizzo di corona diamantata alimentata da motore elettrico. La posizione del carotaggio è usualmente collocata entro gli 80cm da terra e la profondità del foro praticato è di circa 25 cm. Alla fine della prova, mediante osservazione visiva, viene verificata la consistenza e la natura del materiale costituente la muratura.

- *Ispezioni endoscopiche*

Gli endoscopi sono utilizzati per l'esame in sito di cavità sia naturali che artificiali allo scopo di osservare direttamente in punti inaccessibili: la morfologia, tipologia e stato di conservazione dei materiali. L'endoscopia si esegue praticando un foro di piccolo diametro nei punti da indagare; possono essere sufficienti fori di 10 mm e genericamente inferiori ai 20 mm. La profondità del foro è variabile a seconda dell'indagine da effettuarsi, come limite massimo si possono eseguire fori di lunghezza pari a 120-150 cm. Per eseguire i fori nella muratura sono utilizzati trapani a basso numero di giri per non indurre vibrazioni eccessive nella struttura in esame. Lo strumento che è utilizzato è l'endoscopio rigido, cioè un'asta con un opportuno sistema di lenti e luce guida che permette la completa ispezione interna del materiale e dalla quale è deducibile l'esecuzione tecnologica della muratura permettendo di rilevare qualsiasi situazione di discontinuità.

5.2 Prove sul legno

- *Classificazione visiva*

L'ispezione visiva permetterà una prima investigazione generale e grossolana che però dia una corretta idea sullo stato di fatto dell'elemento nonché la sua capacità prestazionale in rapporto alla sicurezza statica. L'ispezione visiva avviene mediante ispezione in situ ed impiegando una metodologia di prova non distruttiva. Il risultato finale dell'ispezione darà informazioni in merito a geometria, ubicazione ed estensione dei difetti e delle sezioni critiche. La prova inoltre prevede un prelievo di campione su sonda incrementale (succhiello di Pressler) sia per la stima dell'età che per la verifica in laboratorio del tipo di essenza. Sarà inoltre definita la "classe di rischio" con l'analisi microbiologica di laboratorio.

- *Propagazione degli ultrasuoni*

Gli strumenti di indagine ad ultrasuoni utilizzano onde ultrasoniche con i quali si effettuano valutazioni sullo stato di salute di elementi strutturali. Le prove ultrasoniche sfruttano la propagazione nel materiale di onde elastiche di compressione generate sulla superficie del mezzo, per indagare la condizione del materiale al suo interno, ovvero per localizzare eventuali disomogeneità, vuoti e difetti presenti nella sezione indagata. In altri termini, un impulso meccanico viene fatto propagare all'interno del materiale e ne viene misurata la velocità di attraversamento.

Dalla rilevazione dei parametri di riflessione, rifrazione, tempi di transito e attenuazione dell'energia di vibrazione è possibile trarre informazioni in merito a: omogeneità del materiale, caratteristiche elasto-meccaniche, entità, geometria e dislocazione di singolarità o difetti interni. La prova è eseguita parallelamente alle fibre del legno, gli apparecchi a ultrasuoni che vengono adoperati, utilizzano sonde con frequenza comprese tra i 15 ed i 20kHz.

- *Sclerometro da legno tipo "Wood Pecker"*

I risultati della prova con sclerometro da legno danno indicazioni sullo stato di conservazione degli elementi lignei. La parte scelta, che verrà sottoposta alla prova deve avere almeno uno spessore di 150mm. Si asporta dalla superficie ogni rivestimento e la si prepara levigandola in modo da riportare a nudo il legno originale sebbene in modo non eccessivamente invasivo. La superficie in cui si intende eseguire la penetrazione deve avere un diametro compreso tra 25 e 30mm. SI posizione lo sclerometro in verticale e si inserisce un asta di 50mm sullo sclerometro dalla parte piatta e sulla parte a punta si appoggia l'apposita capsula in materiale plastico. Si avvicina lo strumento al legno e si applicano cinque rimbalzi lasciando penetrare l'asta nel legno. Tramite il comparatore centesimale dedicato si misura la penetrazione e tramite delle opportune correlazioni si stimano le caratteristiche meccaniche del legno

- *Prove di determinazione del profilo resistografico*

La prova si esegue mediante uno strumento che misura la resistenza alla penetrazione di una punta sottile di lunghezza pari a 30 cm che avanza con un movimento combinato di rotazione e di avanzamento a velocità costante. Gli esiti vengono letti con la restituzione grafica del profilo di densità che riporta, in ordinata, la resistenza e in ascissa, la profondità di penetrazione. La prova permette di valutare la qualità del legno e l'individuazione di fratture e cavità interne al legno, lungo un percorso preso in esame, in particolare consente di individuare la variazione di densità tra legno sano e quello decomposto.

5.3 Sondaggio diretto delle fondazioni

Il sondaggio è stato eseguito attraverso la realizzazione di scavi in trincea per verificare lo stato della muratura delle fondazioni e ove possibile verificarne la profondità.

5.4 Indagini geologiche

- *Sondaggio geognostico a carotaggio continuo*

Il carotaggio continuo è eseguito fino a una profondità di 30 m. La sonda semovente cingolata o autocarrata fornisce la spinta massima, il tiro e la coppia massima. Il carotaggio estratto è sistemato in cassette catalogatrici aventi dimensioni adeguate e munite di scomparti divisori e coperchio. La prova restituisce il profilo stratigrafico rilevato durante la perforazione con denominazione e rappresentazione simbolica della natura e consistenza dei terreni attraversati, con profondità dal piano di campagna e spessore dei diversi tipi litologici.

- *Prova penetrometrica di tipo SPT*

La prova S.P.T. è effettuata a partire dal fondo foro del sondaggio alle profondità di 4 - 8 - 12 - 16 m dal p.c. Sul fondo foro viene infisso a percussione un campionatore di forma e dimensioni standard (tipo Raymond), attraverso il quale, in base al numero dei colpi (N) necessari alla penetrazione di 45 cm, misurati separatamente in tre tratti di 15 cm ciascuno, è possibile valutare orientativamente lo stato di consistenza dei terreni.

- *MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACES WAVES (MASW)*

La prova MASW ha lo scopo di definire la caratterizzazione sismica dei litopitipi costituenti il sottosuolo. La tipologia d'indagine si propone di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_S, basandosi sulla misura delle onde superficiali (onde di Rayleigh), che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di gruppo.
Le onde superficiali per la determinazione delle relative curve di dispersione dovranno essere generate con idonei sistemi e registrate con un adeguato numero di geofoni verticali aventi diverso periodo di oscillazione, collegati ad un sismografo multicanale a memoria incrementale e disposti secondo una geometria lineare con "offset" non inferiore a 3 volte la spaziatura intergeofonica.
L'analisi dei dati viene eseguita nel dominio F-K (frequency-wave number) per la determinazione di curve di dispersione delle onde superficiali di tipo Rayleigh redatti in grafici Vfase-Hz, dell'inversione del modello di rigidità del sottosuolo fino a raggiungimento del miglior "fitting" tra i dati sperimentali e teorici. La prova restituisce i profili V_S del sottosuolo e la classificazione relativa alla categoria di profilo sismico dello stesso.

- *HVSR*

Questa tecnica si basa sul rapporto spettrale H/V di rumore ambientale (seismic noise) e permette di valutare gli effetti locali di sito. La tecnica proposta da Nakamura assume che i microtremori consistano principalmente di un tipo di onde superficiali, le onde di Rayleigh, che si propagano in un singolo strato soffice su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito.

5.5 Valutazione dell'indice di qualità muraria

La valutazione dell'indice di qualità muraria è stata eseguita prendendo in considerazione il documento messo a punto dalla ReLUIS denominato "Indice di qualità muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche" redatto da A. Borri, A. De Maria. Secondo gli autori l'indice di qualità muraria può essere sintetizzato in un unico parametro, denominato IQM che viene calcolato attraverso un modello numerico empirico, calibrato e pesato sulla base dell'esperienza. La determinazione di questo indice è importante perché dà indicazioni sulla qualità meccanica di una tipologia muraria, infatti, la sua determinazione nasce da osservazioni dirette delle caratteristiche geometriche e fisiche della muratura in esame, ed esaminando se sussiste o no il rispetto della "regola dell'arte".

L'indice per la valutazione della qualità muraria (IQM) sintetizza in un valore numerico compreso tra 0 e 10 la qualità del comportamento meccanico di una determinata tipologia muraria. Per considerare la natura anisotropa della muratura, che emerge considerando il suo diverso comportamento in funzione della direzione dell'azione sollecitante, si distinguono tre diversi indici per una stessa tipologia muraria:

- IQM_V per azioni verticali quindi si tiene in conto dell'azione di forze verticali concentrate e forze verticali distribuite sulla faccia superiore del pannello.
- IQM_{FP} per azioni orizzontali fuori piano, come ad esempio sollecitazioni dovute a carichi eccentrici o a spinte statiche, sollecitazioni dovute al sisma. Tali forze possono essere causa di pericolosi meccanismi fuoripiano, quali il ribaltamento, la flessione verticale e la flessione orizzontale, se non addirittura di disgregazione.
- IQM_{NP} per azioni orizzontali nel piano, come ad esempio le azioni sismiche rappresentate da una forza orizzontale complanare al pannello e posta sulla sua sommità.

Tali indici dipendono essenzialmente da rispetto o meno dei requisiti caratteristici della corretta ed efficace messa in opera della muratura: i cosiddetti parametri della "regola dell'arte" muraria.

Per qualificare la muratura dal punto di vista del suo comportamento atteso, ad ognuno dei tre valori di IQM appena definiti, viene assegnata una categoria di appartenenza della muratura:

- A: muratura con un buon comportamento strutturale.
- B: muratura con un medio comportamento strutturale.
- C: muratura che manifesta un comportamento insoddisfacente difronte a quelle eventuali sollecitazioni.

5.5.1 Parametri della regola dell'arte

Per regola dell'arte si intendono l'insieme di tutti quegli accorgimenti costruttivi che, quando seguiti nella costruzione di un muro, ne garantiscono il buon comportamento meccanico e ne assicurano la compattezza ed il monolitismo. Essa deriva da una pratica costruttiva millenaria e dall'osservazione diretta del comportamento delle murature sia in fase statica che sotto sisma ed è stata codificata nei manuali di epoca antica e premoderna.

Nella determinazione dell'indice IQM vengono considerati i seguenti sette elementi:

- *Malta di buona qualità/efficace contato fra elementi/ zeppe*. Questo requisito può ritenersi soddisfatto se si osserva il contatto diretto fra elementi squadrati, se c'è la presenza di malta o, se si ricade nel caso in ci siano muri irregolari con malta degradata, grazie alla presenza di pietre di dimensione minore inserite nei giunti, le cosidette "zeppe". Possedere questa caratteristica è importane perché garantisce la ripartizione delle azioni fra le pietre in maniera uniforme e per portare in modo uniforme le forze fino al terreno.
- *Ingranamento trasversale/presenza di diatoni*. Il requisito è garantito se si verifica la presenza di diatoni, ossia pietre disposte trasversalmente che attraversano tutto lo spessore della parete o se ci sono legature con elementi laterizi o di pietra no completamente passanti ma in grado di interessare gran parte dello spessore della parete ed ingranati fra loro. Questo aspetto è di fondamentale importanza perché se viene soddisfatto è garantita la distribuzione del carico su tuto lo spessore del muro.
- *Elementi resistenti di forma squadrata*. Questa condizione garantisce la mobilitazione delle forze d'attrito, cui si deve gran parte della capacità di una parete di resistere a sollecitazioni orizzontali ad essa complanari. L'attrito si massimizza per superfici di scorrimento ortogonali alla forza peso, dunque per superfici di scorrimento orizzontali.
- *Elementi resistenti di grande dimensione rispetto allo spessore del muro*. La presenza di questi elementi garantisce un buon grado di monolicità della parete.

- *Sfalsamento fra i giunti verticali*. Questo requisito è indispensabile per il verificarsi del cosiddetto "effetto catena" che fornisce una ("pseudo") resistenza a trazione alla muratura. Inoltre, anche se le pietre non sono squadrate, se si hanno giunti regolarmente sfalsati si mobilita un'altra gande risorsa resistente delle murature: l'ingranamento nel piano della parete fra gli elementi resistenti (detto anche "effetto incastro").
- *Presenza di filari orizzontali*. Soddisfare questo requisito garantisce una buona distribuzione dei carichi verticali in quanto si ottiene un vincolo d'appoggio regolare. In occasione delle azioni sismiche, l'orizzontalità dei filari assume notevole importanza, poiché consente una oscillazione ciclica attorno a cerniere cilindriche orizzontali, che può avvenire senza danneggiare la muratura. Per gli stessi motivi sono importanti quelle listature inserite a regolarizzare le murature in pietrame o ciottoli.
- *Buona qualità degli elementi resistenti*. Soddisfare questo requisito significa tendenzialmente evitare situazioni di intrinseca debolezza degli elementi murari.

Sulla base dell'osservazione visiva dei saggi a ciascuno parametro viene assegnato un giudizio che segue la seguente denominazione:

- R = parametro rispettato.
- P.R. = parametro parzialmente rispettato;
- N.R. = parametro non rispettato;

In funzione dell'assegnazione di tale giudizio e del tipo di azione sollecitante presa in considerazione, ad ogni parametro viene attribuito un punteggio, infatti un aspetto della regola dell'arte può essere più o meno efficace in funzione del tipo di azione considerata. Di seguito si riportano le tabelle utilizzate per l'assegnazione dei punteggi:

	IQM verticale		
	NR	PR	R
OR_V	0	1	2
PD_V	0	1	1
FEL_V	0	1.5	3
SG_V	0	0.5	1
DEL_V	0	0.5	1
MA_V	0	0.5	2
$REEL_V$	0.3	0.7	1

	IQM fuori piano		
	NR	PR	R
OR_{FP}	0	1	2
PD_{FP}	0	1.5	3
FEL_{FP}	0	1	2
SG_{FP}	0	0.5	1
DEL_{FP}	0	0.5	1
MA_{FP}	0	0.5	1
$REEL_{FP}$	0.5	0.7	1

	IQM nel piano		
	NR	PR	R
OR_{NP}	0	0.5	1
PD_{NP}	0	1	2
FEL_{NP}	0	1	2
SG_{NP}	0	1	2
DEL_{NP}	0	0.5	1
MA_{NP}	0	1	2
$REEL_{NP}$	0.3	0.7	1

Figura 57. Punteggi da attribuire ai parametri della regola dell'arte rispettivamente per IQM verticale, IQM fuori piano, IQM nel piano

La determinazione dei tre indici di qualità muraria avviene inserendo questi punteggi all'interno delle seguenti formule:

$$IQM_V = r_V \times REEL_V \times (OR_V + PD_V + FEL_V + SG_V + DEL_V + MA_{FP})$$

$$IQM_{FP} = r_{FP} \times REEL_{FP} \times (OR_{FP} + PD_{FP} + FEL_{FP} + SG_{FP} + DEL_{FP} + MA_{FP})$$

$$IQM_{NP} = r_{NP} \times REEL_{NP} \times (OR_{NP} + PD_{NP} + FEL_{NP} + SG_{NP} + DEL_{NP} + MA_{NP})$$

In cui i coefficienti correttivi r_V, r_{FP}, r_{NP}, dipendono dal parametro MA, che nel caso in esame si ritiene noto grazie alle prove di caratterizzazione della malta, ed assumono i valori riportati nella seguente tabella:

Parametro MA	r_V	r_{FP}	r_{NP}
NR	0,2	1	0,1
PR	0,6	1	0,7
R	1	1	1

Figura 58. Punteggi da attribuire al coefficiente rV, rFP, rNP.

Il valore finale di ciascuno dei tre indici di qualità muraria sarà compreso fra 0 e 10, e consente di definire la "categoria" di appartenenza della muratura analizzata. Secondo questo metodo si distinguono 3 categorie murarie: A, B, C. In particolare, le murature appartenenti alla categoria A hanno un buon comportamento strutturale, quelle di categoria B hanno un comportamento di media qualità, le murature appartenenti alla categoria C hanno un comportamento insoddisfacente rispetto alle azioni considerate.
La tabella seguente riporta il metodo di attribuzione della categoria muraria:

Metodo dei punteggi			
Tipo di azione \ **Categoria muratura**	**C**	**B**	**A**
Azioni verticali	$0 \leq IQ < 2,5$	$2,5 \leq IQ < 5$	$5 \leq IQ \leq 10$
Azioni ortogonali	$0 \leq IQ \leq 4$	$4 < IQ < 7$	$7 \leq IQ \leq 10$
Azioni orizz. complanari	$0 \leq IQ \leq 3$	$3 < IQ \leq 5$	$5 < IQ \leq 10$

Figura 59. Metodo dei punteggi: attribuzione delle categorie murarie

Gli stessi autori hanno inoltre trovato delle correlazioni di tipo esponenziale tra gli indici di qualità muraria ed i parametri meccanici della muratura:

Resistenza a compressione f_m

$$f_m min = 95{,}262\ e^{0{,}2297(IQM_V)}$$

$$f_m med = 133{,}77\ e^{0{,}2135(IQM_V)}$$

$$f_m max = 172{,}63\ e^{0{,}2031(IQM_V)}$$

Modulo E

$Emin = 551{,}19\ e^{0{,}1804(IQM_V)}$

$Emed = 689{,}67\ e^{0{,}1736(IQM_V)}$

$Emax = 828{,}23\ e^{0{,}1688(IQM_V)}$

Tau0 τ_0

$\tau_0 min = 1{,}9257\ e^{0{,}2178(IQM_{N.P.})}$

$\tau_0 med = 2{,}5064\ e^{0{,}2068(IQM_{N.P.})}$

$\tau_0 max = 3{,}0897\ e^{0{,}1992(IQM_{N.P.})}$

Il modulo di taglio G è valutato invece tramite la seguente relazione:

G = 0,4 E.

Di seguito si riporta un esempio di valutazione dei tre indici di qualità muraria e dei parametri meccanici per le murature indagate, il resto delle schede sono riportate nell' ***Allegato A***

SAGGIO S1

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento esterno è realizzato con blocchi di pietra di varie dimensioni e forma non regolare. Nella parte inferiore i filari orizzontali risultano poco rispettati, invece nella parte superiore la muratura ha un buon rispetto dei filari orizzontali, stessa considerazione per lo sfalsamento dei giunti verticali. La presenza di diatoni risulta non regolare. La malta è di qualità intermedia.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

SAGGIO S1				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	R	2	2	1
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,31	3,85	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm^2)	E (N/mm^2)	τ_0 (N/cm^2)	G (N/mm^2)
valori minimi	161,9	836,1	3,3	334,5
valori massimi	276,0	1223,2	5,0	489,3
valori medi	219,0	1029,7	4,2	411,9

5.6 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi è stata eseguita in maniera puntuale. Le indagini videoscopiche eseguite sulle diverse tipologie di solaio hanno permesso la definizione della stratigrafia degli orizzontamenti. Sono state affiancate da indagini georadar che hanno permesso di rilevare eventuali anomalie presenti nei solai e non direttamente rilevabili. Come previsto dalla norma vigente, nell'analisi dei carichi sono stati considerati come carichi permanenti strutturali il peso proprio degli elementi strutturali, come carichi permanenti non strutturali quelli relativi a pavimenti, rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti e finiture in generale. I carichi variabili definiti come da norma.

Di seguito viene riportata una descrizione dettagliata dell'analisi dei carichi eseguita per le diverse tipologie di solaio ai vari livelli e dove in ogni descrizione è possibile leggere come sono stati rielaborati i risultati derivanti dalla campagna di indagine. Per una facile individuazione della collocazione del solaio nell'edificio si riporta una pianta in cui sono stati nominati i vari solai ed una pianta con il posizionamento delle prove.

PIANO TERRA

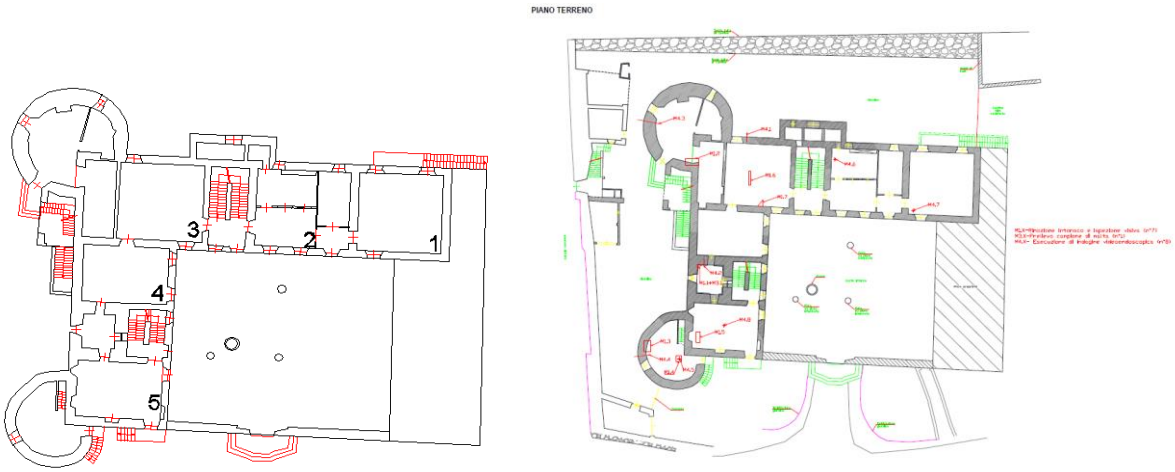
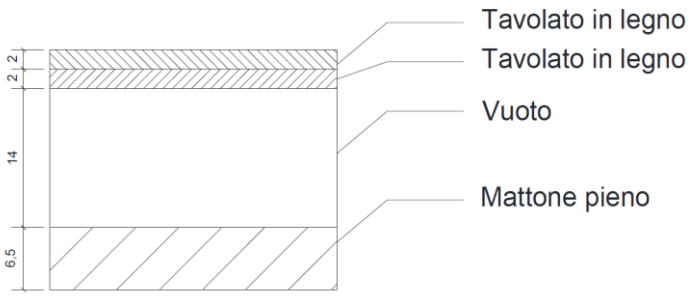


Figura 60. Pianta piano terra a sinistra nominazione solai, e destra posizionamento prove.

SOLAIO_1: VOLTA A PADIGLIONE

Dall'indagine videoendoscopica M4.7 si legge la seguente stratigrafia del solaio: doppio tavolato ligneo sorretto da travicelli in legno appoggiati alla volta in mattoni. Inoltre dalle informazioni derivanti dal rilievo si legge che lo spessore della volta: 69/102 (chiave/piedritto)



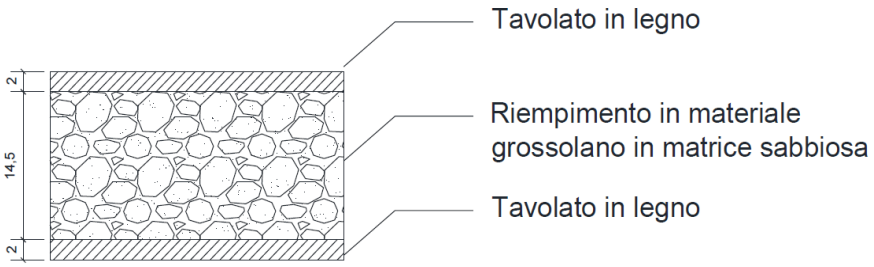
Peso Proprio Elementi Strutturali G_1						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
mattone pieno	0,065	[m]	17	[KN/m^3]	110,5	[daN/m^2]
riempimento (vuoto)	0,14	[m]	0	[KN/m^3]	0	[daN/m^2]
2x tavolato in legno	0,04	[m]	6	[KN/m^3]	24	[daN/m^2]
travicelli in legno	0,12	[m]	6	[KN/m^3]	6	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali					140,5	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
intonaco	0,01	[m]	20	[KN/m^3]	20	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					20	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_K		
	200	[daN/m^2]

SOLAIO_2 e 4: SOLAIO IN LEGNO SU ARCO IN MURATURA

La presenza dell'arco in muratura non viene considerata in termini di peso agente, ma viene calcolata la forza equivalente derivante dall'arco e questa è applicata in corrispondenza della porzione muraria su cui poggia l'arco. Dall'indagine videoendoscopica M4.6 è emersa la seguente stratigrafia del solaio.



Peso Proprio Elementi Strutturali G_1							
STRATO	DIMENSIONI			PESO SPECIFICO		PESO	
	h [m]	s [m]	i [m]				
2x tavolato in legno	0,04			6	[KN/m^3]	24	[daN/m^2]
riempimento in materiale grossolano in matrice sabbiosa	0,145			20	[KN/m^3]	290	[daN/m^2]
travi in legno	0,5	0,24	7,3	6	[KN/m^3]	9,9	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali						323,9	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
intonaco	0,01	[m]	20	[KN/m^3]	20	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					20	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_K	200	[daN/m^2]

SOLAIO_3: SOLAIO IN LEGNO SU DUE ARCHI IN MURATURA

Il saggio 1.6 evidenzia la presenza di importanti fessure nell'arco. Dal saggio M1.7 si osserva la sconnessione presente tra arco e muratura. Dall'indagine georadar M2 è emersa la presenza di travi a copertura di strutture interne (travi lignee) con 50 cm di altezza, nascoste dagli arconi. Per questo solaio si suppone la stessa stratigrafia del solaio_2. Per quanto riguarda i due archi NON sono calcolati in termini di pesi agenti ma il loro contributo è considerato in termini di forze equivalenti applicate in corrispondenza delle porzioni murarie su cui agiscono.

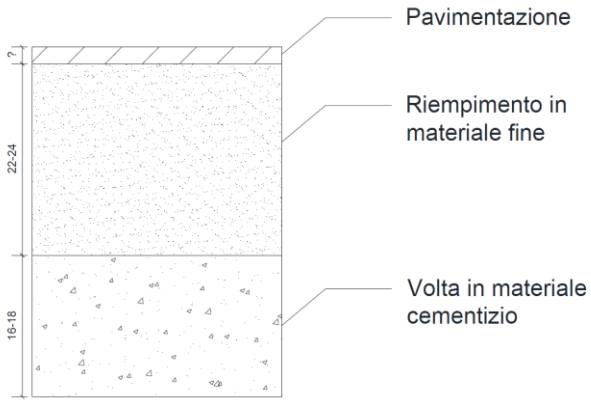
Peso Proprio Elementi Strutturali G_1							
STRATO	DIMENSIONI			PESO SPECIFICO		PESO	
	h [m]	s [m]	i [m]				
travetti in legno	0,12	0,12	0,24	6	[KN/m^3]	36	[daN/m^2]
2x tavolato	0,04			6	[KN/m^3]	24	[daN/m^2]
riempimento in materiale grossolano in matrice sabbiosa	0,145			20	[KN/m^3]	290	[daN/m^2]
Travi	0,5	0,25	2,45	6	[KN/m^3]	30,6	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali						380,6	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
massetto	0,04	[m]	20	[KN/m^3]	80	[daN/m^2]
cotto	0,02	[m]	20	[KN/m^3]	40	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					120	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_K	200	[daN/m^2]

SOLAIO_5: VOLTA A PADIGLIONE

Dal saggio M1.5 eseguito sull'arcone antestante camino cucina è emerso che questo è costituito da mattoni pieni con tessitura regolare e in buono stato di conservazione. Dall'indagine videoscopica M2 effettuata nel centro della volta si risale alla stratigrafia del solaio

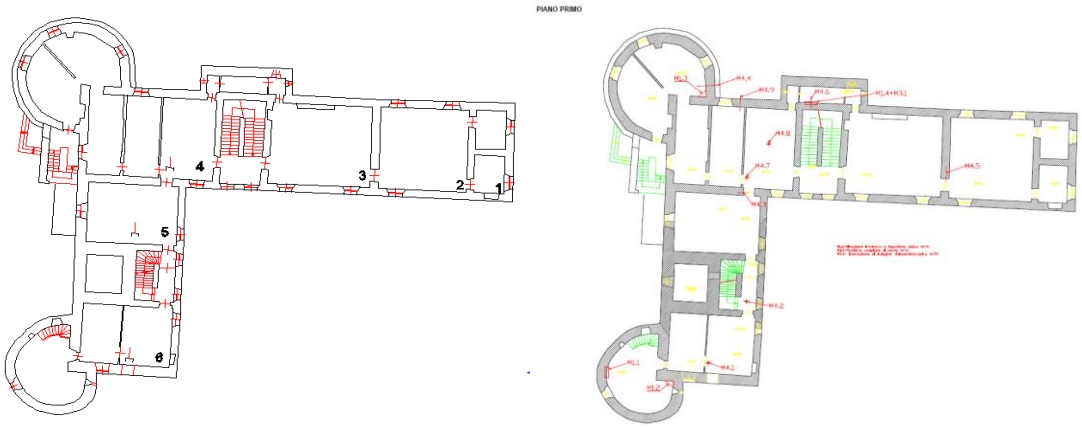


Peso Proprio Elementi Strutturali G_1						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
volta in materiale cementizio	0,17	[m]	14	[KN/m^3]	238	[daN/m^2]
riempimento in materiale fine	0,52	[m]	20	[KN/m^3]	1040	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali					1278	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
intonaco	0,01	[m]	20	[KN/m^3]	20	[daN/m^2]
gress	0,02	[m]	21	[KN/m^3]	42	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					62	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_K	200	[daN/m^2]

PIANO PRIMO



SOLAIO_1, 2, 5: VOLTA A PADIGLIONE

Dall'indagine videoendoscopica M4.4 si evidenzia la presenza di una volta in mattoni pieni di spessore 6,5 cm. Dal rilievo invece si leggono le seguenti dimensioni della volta: 28/124 cm (chiave/piedritto)

Peso Proprio Elementi Strutturali G_1						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
mattone pieno	0,065	[m]	17	[KN/m^3]	110,5	[daN/m^2]
riempimento	0,62	[m]	20	[KN/m^3]	1240	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali					1350,5	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
intonaco	0,01	[m]	20	[KN/m^3]	20	[daN/m^2]
pietra	0,03	[m]	24	[KN/m^3]	72	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					92	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_K	50	[daN/m^2]

SOLAIO_3: SOLAIO IN LEGNO SU ARCO IN MURATURA

La presenza dell'arco in muratura non viene considerata in termini di peso agente, ma viene calcolata la forza equivalente derivante dall'arco e questa è applicata in corrispondenza della porzione muraria su cui poggia l'arco. Si suppone la stratigrafia del solaio uguale a quella del solaio_2 del piano terra

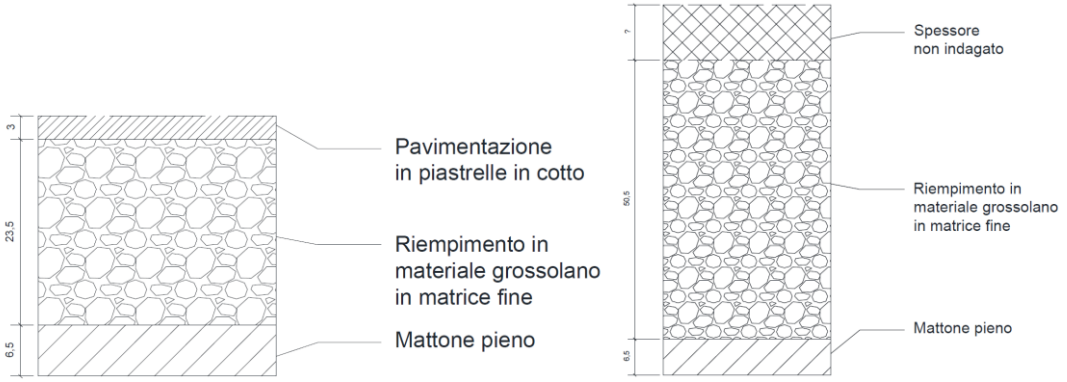
Peso Proprio Elementi Strutturali G_1							
STRATO	DIMENSIONI			PESO SPECIFICO		PESO	
	h [m]	s [m]	i [m]				
travi in legno	0,5	0,24	2,7	6	[KN/m^3]	26,7	[daN/m^2]
travetti in legno	0,12	0,12	0,5	6	[KN/m^3]	17,3	[daN/m^2]
2x tavolato	0,04			6	[KN/m^3]	24	[daN/m^2]
riempimento in materiale grossolano in matrice sabbiosa	0,145			20	[KN/m^3]	290	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali						357,9	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
massetto	0,04	[m]	20	[KN/m^3]	80	[daN/m^2]
cotto	0,02	[m]	20	[KN/m^3]	40	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					120	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_K		
	200	[daN/m^2]

SOLAIO_4: VOLTA A PADIGLIONE

Dall'indagine videoendoscopica M4.8 e M4,7 localizzate rispettivamente al centro della volta e nel perimetro della stanza è emersa la seguente stratigrafia del solaio.



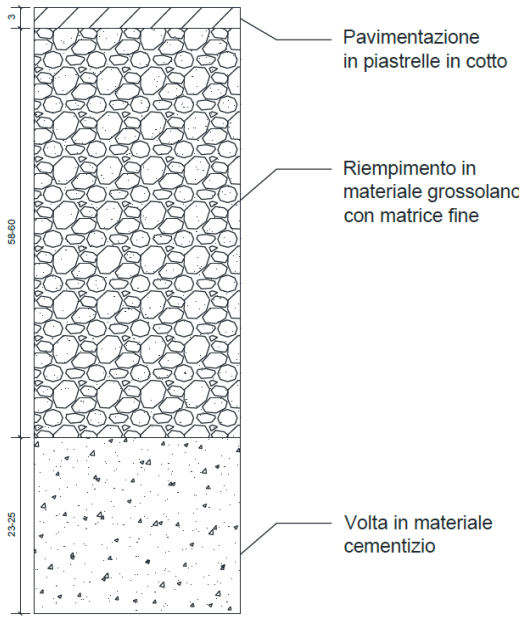
Peso Proprio Elementi Strutturali G_1						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
mattone pieno	0,065	[m]	17	[KN/m^3]	110,5	[daN/m^2]
riempimento in materiale grossolano in matrice fine	0,379	[m]	20	[KN/m^3]	758	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali					868,5	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
intonaco	0,01	[m]	20	[KN/m^3]	20	[daN/m^2]
pavimentazione in cotto	0,03	[m]	20	[KN/m^3]	60	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					80	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_K	200	[daN/m^2]

SOLAIO_6: VOLTA A PADIGLIONE

Dai risultati della videoendoscopia M4.1, eseguita in corrispondenza dell'estremità della volta, si risale alla stratigrafia del solaio. Dall'indagine georadar M2 si evidenzia la presenza di un solaio a volta spessore 90/30 cm (piedritto/chiave) riempimento omogeneo.



Peso Proprio Elementi Strutturali G_1						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
volta in materiale cementizio	0,24	[m]	20	[KN/m^3]	480	[daN/m^2]
riempimento in materiale grossolano con matrice fine	0,52	[m]	20	[KN/m^3]	1040	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali					1520	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
intonaco	0,01	[m]	20	[KN/m^3]	20	[daN/m^2]
cotto	0,03	[m]	20	[KN/m^3]	60	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					80	[daN/m^2]

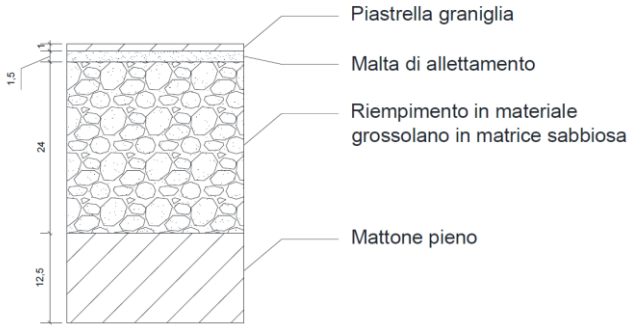
Carichi variabili Q_K	200	[daN/m^2]

PIANO SECONDO

I solai del secondo livello sono volte a padiglione e i tipici solai in legno già descritti nei piani precedenti, pertanto i calcoli relativi ai carichi sono gli stessi dei solai presenti nei piani sottostanti.

ROTONDE

SOLAIO PIANO TERRA: VOLTA A PADIGLIONE
In corrispondenza del centro volta della torre Sud è stata eseguita una videoendoscopia M4.5 tramite la quale è stata individuata la seguente stratigrafia del solaio. L'indagine Georadar ha inoltre confermato la presenza di un solaio a volta spessore 90/30 cm (piedritto/chiave) con riempimento omogeneo.



Peso Proprio Elementi Strutturali G_1						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
mattone pieno	0,125	[m]	17	[KN/m^3]	212,5	[daN/m^2]
riempimento in materiale grossolano in matrice sabbiosa	0,3	[m]	20	[KN/m^3]	600	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali					812,5	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
intonaco	0,01	[m]	20	[KN/m^3]	20	[daN/m^2]
malta di allettamento	0,04	[m]	20	[KN/m^3]	80	[daN/m^2]
piastrella graniglia	0,02	[m]	21	[KN/m^3]	42	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					142	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_K	200	[daN/m^2]

SCALA

SCALA								
Peso Proprio Elementi Strutturali G_1								
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO		COMP VERTICALE PESO	
soletta	0,2	[m]	20	[KN/m^3]	400	[daN/m^2]	335,4682	[daN/m^2]
scalini	0,09	[m]	20	[KN/m^3]	180	[daN/m^2]	150,9607	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali					580	[daN/m^2]	486,4289	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2								
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO		COMP VERTICALE PESO	
intonaco	0,01	[m]	20	[KN/m^3]	20	[daN/m^2]	16,77341	[daN/m^2]
pietra	0,03	[m]	24	[KN/m^3]	72	[daN/m^2]	60,38428	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					92	[daN/m^2]	77,15769	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_k	400	[daN/m^2]	335,4682	[daN/m^2]

COPERTURA TIPO

COPERTURA							
Peso Proprio Elementi Strutturali G_1							
STRATO	DIMENSIONI			PESO SPECIFICO		PESO	
	h [m]	s [m]	i [m]				
trave di colmo	0,24	0,16	11,8	6	[KN/m^3]	2,0	[daN/m^2]
travetti	0,24	0,12	0,5	6	[KN/m^3]	34,6	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi strutturali						36,5	[daN/m^2]

Peso Proprio Elementi Non Strutturali G_2						
STRATO	ALTEZZA		PESO SPECIFICO		PESO	
tavolato	0,05	[m]	6	[KN/m^3]	30	[daN/m^2]
tegole	0,03	[m]	0,8	[KN/m^3]	2,4	[daN/m^2]
Totale peso proprio elementi non strutturali					32,4	[daN/m^2]

Carichi variabili Q_k	130	[daN/m^2]

Per quanto riguarda i carichi variabili è necessario chiarire alcuni aspetti. Con riferimento al paragrafo 3.1.4 delle NTC 2018, sono considerati i sovraccarichi corrispondenti ai diversi ambienti: pari a 200 daN/m^2 per i locali destinati ad uso abitativo e 400 daN/m^2 per le scale.

I carichi variabili relativi alla copertura sono stati calcolati facendo riferimento all'azione del vento e della neve. In relazione alla combinazione fondamentale al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018 come azione variabile in copertura è stata considerata solo quella neve, calcolata seguendo le indicazioni riportate al paragrafo 3.4 delle NTC 2018, ottenendo un valore pari a 130 daN/m^2. Il carico vento si ritiene trascurabile.

5.7 Rigidezze equivalenti

Per la definizione delle rigidezze equivalenti si è fatto riferimento alla stratigrafia del solaio definita e analizzata nel paragrafo dell'analisi dei carichi, le tabelle che vengono di seguito riportate rinominano i solai con la stessa denominazione utilizzata nel paragrafo relativo all'analisi dei carichi e vengono riportati i calcoli con riferimento ai solai tipo individuati nell'edificio

SOLAIO_1: VOLTA A PADIGLIONE				
Modulo Elastico lungo x				
STRATO	DIMENSIONI		MODULO ELASTICO [N/mm^2]	RIGIDEZZA ASSIALE [N]
	L_x [mm]	h [mm]		
mattone pieno	7490	65	5000	2434250000
travicelli in legno	7490	120	6000	5392800000
tavolato	7490	20	6000	898800000
E_x		11650,00		[N/mm^2]
Modulo Elastico lungo y				
STRATO	DIMENSIONI		MODULO ELASTICO [N/mm^2]	RIGIDEZZA ASSIALE [N]
	L_y [mm]	h [mm]		
mattone pieno	7460	65	5000	2424500000
tavolato	7460	20	6000	895200000
E_y		4450,00		[N/mm^2]

SOLAIO_2: SOLAIO IN LEGNO SU ARCO IN MURATURA E DUE TRAVI IN LEGNO					
Modulo Elastico lungo x					
STRATO	DIMENSIONI			MODULO ELASTICO [N/mm^2]	RIGIDEZZA ASSIALE [N]
	L_x [mm]	b [mm]	h [mm]		
Tavolato	7320		20	6000	878400000
Riempimento	8310		145	5000	6024750000
E_x				8307,04	[N/mm^2]

Modulo Elastico lungo y					
STRATO	DIMENSIONI			MODULO ELASTICO [N/mm^2]	RIGIDEZZA ASSIALE [N]
	L_y [mm]	b [mm]	h [mm]		
Tavolato	7320		20	6000	878400000
Riempimento	7320		145	5000	5307000000
Travi in legno		500	500	6000	4500000000
E_y				14597,54	[N/mm^2]

SOLAIO_3: SOLAIO IN LEGNO POGGIANTE SU DUE ARCHI IN MURATURA					
Modulo Elastico lungo x					
STRATO	DIMENSIONI			MODULO ELASTICO [N/mm^2]	RIGIDEZZA ASSIALE [N]
	L_x [mm]	b [mm]	h [mm]		
Travetti		120	120	6000	2937600000
Riempimento	7290		145	5000	5285250000
E_x				11279,63	[N/mm^2]

Modulo Elastico lungo y					
STRATO	DIMENSIONI			MODULO ELASTICO [N/mm^2]	RIGIDEZZA ASSIALE [N]
	L_y [mm]	b [mm]	h [mm]		
Tavolato	7610		50	6000	2283000000
Riempimento	7610		145	5000	5517250000
Travi in legno		500	500	5000	2500000000
E_y				13535,15	[N/mm^2]

SOLAIO_4: SOLAIO IN LEGNO SU 4 TRAVI IN LEGNO					
Modulo Elastico lungo x					
STRATO	DIMENSIONI			MODULO ELASTICO [N/mm^2]	RIGIDEZZA ASSIALE [N]
	L_x [mm]	b [mm]	h [mm]		
Travetti		120	120	6000	432000000
Riempimento	7660		145	5000	5553500000
E_x				7813,97	[N/mm^2]

Modulo Elastico lungo y						
STRATO	DIMENSIONI			MODULO ELASTICO [N/mm^2]	RIGIDEZZA ASSIALE [N]	
	L_y [mm]	b [mm]	h [mm]			
Tavolato	5280		50	6000	1584000000	
Travi		500	500	6000	6000000000	
Riempimento	5280		145	5000	3828000000	
E_y				21613,64		[N/mm^2]

5.8 Definizione livello di conoscenza e del fattore di confidenza

I risultati sperimentali della campagna di indagine e i rilievi geometrici, hanno contribuito al raggiungimento di un livello di conoscenza LC3, la tabella 11.5.1 riportata nelle NTC 2018 sintetizza gli aspetti necessari che bisogna raggiungere per ogni livello di conoscenza ed associa ad ognuno di questi un determinato fattore di confidenza:

Tabella 11.5.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo strutturale	Limitate verifiche in-situ	Limitate indagini in-situ	Tutti	1.35
LC2		Estese ed esaustive verifiche in-situ	Estese indagini in-situ	Tutti	1.20
LC3			Esaustive indagini in-situ	Tutti	1.00

Pertanto ritenuto raggiunto il livello di conoscenza LC3 nel calcolo delle verifiche si può adottare un fattore di confidenza pari ad 1.

La Direttiva per i beni culturali in merito alla conoscenza adotta la seguente metodologia di calcolo del fattore di confidenza.

Definisce i diversi fattori parziali di confidenza F_{Ck} (k=1.4), sulla base dei coefficienti numerici riportati nella tabella 4.1 della Circolare (Tabella 1), i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse raggiunto ed è definito come di seguito indicato:

$$F_C = 1 + \sum_{K=1}^{4} F_{Ck}$$

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Sulla base dei rilievi geometrici, sull'analisi storico-critica, sulla conoscenza delle caratteristiche meccaniche, e sulle indagini eseguite su terreno e fondazione è possibile definire un valore del fattore di confidenza nel seguente modo:

$$F_C = 1+0+0+0+0= 1$$

Nel caso in esame i due fattori di confidenza sono uguali pertanto in fase di verifica si assume un $F_C=1$.

6 ANALISI MODALE SPERIMENTALE

Un valido supporto per integrare un'analisi strutturale è rappresentato dall'analisi modale sperimentale, infatti la conoscenza delle caratteristiche modali della struttura permette un'efficace valutazione del comportamento della stessa nel caso di condizioni ambientali estreme come i terremoti.

Le caratteristiche modali proprie del sistema vengono estrapolate dai dati provenienti dai test dinamici, i quali costituiscono anche un strumento di taratura e validazione dei modelli matematici utilizzati per le verifiche di sicurezza.

L'identificazione dinamica di una struttura è sviluppata tramite tecniche, sia analitiche che sperimentali, che permettono l'individuazione della risposta dinamica dell'edificio in termini di frequenze proprie, modi di vibrare e coefficienti di smorzamento. L'analisi modale sperimentale, o denominata anche *problema inverso*, partendo dalla risposta della struttura e ciò che la causa quindi l'input dinamico sulla stessa, arriva alla definizione dei parametri dinamici, in opposizione al *problema diretto* dove noto l'input e la geometria della struttura si giunge alla determinazione della risposta. La peculiarità dell'analisi modale sperimentale è dovuto al fatto che il comportamento dinamico della struttura dipende solo dalle sue caratteristiche intrinseche e dunque massa, rigidezza, smorzamento, grado di vincolo e non dall'entità o dal tipo di carico applicato. Inoltre ha il grande vantaggio di essere una tecnica non distruttiva e pertanto può essere applicata a strutture esistenti in muratura appartenenti al patrimonio storico.

L'analisi modale sperimentale prevede una prima fase di acquisizione del segnale tramite l'applicazione di sensori sulla struttura in posizioni strategiche, in cui l'eccitazione può essere indotta o da forzanti artificiali o semplicemente da rumori ambientali, una seconda fase di analisi dei segnali ed infine l'estrapolazione delle caratteristiche dinamiche della struttura in termini di frequenza, forme modali e smorzamento.

La tecnica di identificazione dinamica sono molteplici, si veda bibliografia. In questo lavoro di tesi si è scelta la tecnica Fast Multi-Order Stochastic SubSpace Identification [SSI] caratterizzata da un proprio algoritmo di calcolo.

6.1 Cenni sulla tecnica SSI (Stochastic Subspace Identification)

6.1.1 Descrizione algoritmo generale

La tecnica di identificazione Stochastic Subspace Identification (SSI) è uno strumento efficace per l'analisi modale della struttura a partire dagli input naturali, infatti noti i dati vibrazionali misurati sulla struttura l'algoritmo identifica i parametri modali. La caratteristica dei metodi di identificazione di sistemi lineari basati sul sottospazio è che consentono di adattare un modello lineare a misure prese da un sistema, ed è proprio l'identificazione di questo sistema lineare che costituisce la base nell'analisi del segnale acquisito.

In questo contesto risulta indispensabile prendere in considerazione i seguenti parametri:

- Numero di sensori;
- Numero di modi di interesse;
- L'eccitazione sulla struttura;

Vengo ripercorsi i passi principali della tecnica di identificazione SSI, secondo quanto riportato nell'articolo "Understandig Stochastic Identificatio" (Brincker 2006).

La fase iniziale dell'algoritmo prevede di considerare un sistema a più gradi di libertà nella sua formulazione classica:

$$[M]\{\ddot{y}(t)\} + [D]\{\dot{y}(t)\} + [K]\{y(t)\} = \{f(t)\}$$

Dove y(t) è la risposta stocastica di un sistema in funzione del tempo

$$y(t) = \begin{Bmatrix} y_1(t) \\ y_2(t) \\ \vdots \\ y_M(t) \end{Bmatrix}$$

Invece [M], [D], [K] sono rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidezza, f(t) è il vettore di carico e quindi l'input del sistema.

La formulazione descritta è definita nel dominio del tempo continuo, ma si preferisce lavorare del tempo discreto pertanto viene introdotta la formulazione di spazio di stato nella seguente forma:

$$\{\dot{x}(t)\} = \begin{Bmatrix} y(t) \\ \dot{y}(t) \end{Bmatrix}$$

In cui $\{\dot{x}(t)\}$ rappresenta il vettore di stato, è importate sottolineare come l'input del sistema è ancora {f(t)}.

Quindi introducendo la formulazione di spazio di stato in forma discreta nel sistema a più gradi di libertà in forma continua si ottiene:

$$\begin{cases} \{\dot{X}(t)\} = [A_C]\{X(t)\} + [B]\{f(t)\} \\ \{Y(t)\} = [C]\{X(t)\} \end{cases}$$

Dove:

- {X} è il vettore di stato; ({X} $\in \mathbb{R}^n$, con n ordine di sistema);
- {Y} è il vettore di risposta; ({Y} $\in \mathbb{R}^r$, con r numero di sensori);
- [Ac] è la matrice di transizione, ([Ac] $\in \mathbb{R}^{nxn}$) ed è data da:

$$[A_C] = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}D \end{bmatrix};$$

- [B] è la matrice di carico, data da:

$$[B] = \begin{bmatrix} 0 \\ [M]^{-1} \end{bmatrix};$$

- [C] è la matrice di osservazione, ([C] $\in \mathbb{R}^{rxn}$).

Questa formulazione risulta vantaggiosa perché la soluzione generale è già nota:

$$x(t) = \exp(A_c t)\, x(0) + \int_0^t \exp(A_c(t-\tau)Bf(\tau)d\tau$$

Tale soluzione è composta da due termini, nello specifico il primo termine rappresenta la soluzione all'equazione omogenea e il secondo termine è la soluzione particolare. L'obiettivo principale rimane quello di portare questa soluzione in forma discreta per cui è necessario scrivere le variabili nella forma:

$$y_k = y\,(k\Delta t)$$

E quindi la soluzione all'equazione omogena diventa:

$$\begin{cases} \{x_k\} = \exp(\,[A_c]k\Delta t)x_0 = [A_d^k](X_0) \\ \{y_k\} = [C][A_d^k](X_0) \end{cases}$$

Dove la matrice $\left[A_d^k\right]$ è definita matrice di transizione nel dominio discreto del tempo.

6.1.2 Matrice a blocchi di Hankel

La risposta del sistema, nel tempo discreto, è rappresentata dalla matrice Y così costituita:

$$Y = [y_1\ y_2\ \dots\ y_N]$$

Dove N è il numero di dati. Nell'ambito della definizione dell'algoritmo SSI, è importante introdurre la matrice a Blocchi di Hankel che è definita come una famiglia di matrici che vengono create spostando la matrice dei dati Y nel seguente modo:

$$[Y_k] = \begin{bmatrix} [Y_{(1:N-2s)}] \\ [Y_{(2:N-2s+1)}] \\ \vdots \\ [Y_{(2s:N)}] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [Y_{hp}] \\ [Y_{hf}] \end{bmatrix}$$

La matrice $[Y_{hp}]$ è chiamata "passato" indicando con tale designazione il riferimento agli stati passati, al contrario la matrice $[Y_{hf}]$ è chiamata "futuro" infatti è riferita agli stati futuri. In base a come è stata costruita la matrice di Hankel è possibile affermare che le sue dimensioni sono N-2s x 2sM, con N-2s numero di colonne e 2sM numero di righe, in particolare:

- s = data shift;
- M = numero di canali;
- N = numero di dati a disposizione;

6.1.3 Predizione

La fase di predizione sicuramente si colloca tra le operazioni più difficili nella definizione dell'algoritmo, in cui la predizione è intesa come media condizionale, nello specifico si definisce la matrice "O" che partendo dalle informazioni del "passato" predice il "futuro".

$$[O] = E\ ([Y_{hf}]\ |\ [Y_{hp}])$$

Una descrizione completa di questa fase è data dai processi gaussiani attraverso le sue covarianze, infatti la matrice dei data shift determina anche le covarianze e quindi la proiezione può essere calcolata anche dalla seguente espressione:

$$[O] = [y_{hf}][y_{hp}]^T \left([y_{hp}][y_{hp}]^T \right)^{-1} [y_{hp}]$$

Dove le colonne della matrice [O] sono date da:

$$[O]_{col} = [\Gamma_s][x_0]$$

Con $[\Gamma_s]$ matrice di osservabilità e definita come:

$$\Gamma_s = \begin{bmatrix} [C] \\ [C][A_d] \\ [C][A_d]^2 \\ \vdots \\ [C][A_d]^{s-1} \end{bmatrix}$$

6.1.4 Gli stati di Kalman

Nella descrizione dell'algoritmo risulta indispensabile la definizione degli stati di Kalman per le condizioni iniziali per tutte le colonne della matrice di predizione [O], di conseguenza si può scrivere

$$[O] = [\Gamma_S][X_0]$$

Dove la matrice $[X_0]$ è definita matrice degli stati di Kalman al tempo zero. Nell'ipotesi in cui risulta nota la matrice $[\Gamma_s]$, è semplice ricavare gli stati di Kalman dall'equazione appena scritta, ma poiché questa non è nota bisogna intraprendere un'altra strada per stimare gli stati di Kalman. Un'alternativa valida è quella di utilizzare la decomposizione dei singoli valori (SVD) per la fattorizzazione della matrice di predizione [O]:

$$[O] = [U][S][V]^T$$

Da questa osservazione è possibile stimare la matrice di osservabilità $[\Gamma_s]$, e la matrice degli stati di Kalman $[X_0]$ nel seguente modo:

$$\left[\hat{\Gamma}\right] = [U][S]^{1/2}$$

$$[\widehat{X_0}] = [S]^{1/2}[V]^T$$

È necessario evidenziare che la matrice di stato di Kalman $[X_0]$ è riferita all'intervallo di tempo t_0, ma se si elimina la prima riga e l'ultima riga dalla matrice [O], seguendo gli stessi passaggi logici si può stimare la matrice di stato di Kalman $[X_1]$ al tempo t_1. Procedendo con lo stesso ragionamento, e quindi rimuovendo progressivamente la prima e l'ultima riga dalla matrice di blocco [O] possono essere calcolati tutti gli stati di Kalman successivi. Questi risultano molto utili per stabilire una formulazione più generale per stimare anche la parte di rumore riferita alla risposta stocastica.

6.1.5 Stima delle matrici di sistema

Se dalla matrice [Γ_s] viene rimosso un blocco dalla parte superiore e un blocco dalla parte inferiore, è possibile determinare la matrice di sistema [A_d]

$$[\hat{\Gamma}]_{(2:s)}[\hat{A}_d] = [\widehat{\Gamma}]_{(1:s)}$$

Si osservi come la matrice di sistema [A_d] viene trovata dalla regressione. Per quanto riguarda la matrice di osservazione [C] è invece calcolata considerando il primo blocco della matrice di osservabilità

$$[\hat{C}] = [\widehat{\Gamma}]_{(1:1)}$$

6.1.6 Estrapolazione dei parametri modali

In questa fase dell'algoritmo in cui sono state definite tutte le matrici, effettuando una decomposizione agli autovalori della matrice di sistema $\hat{A}_d$ è possibile estrapolare i parametri modali

$$[\hat{A}_d] = [\Psi][\mu_i][\Psi]^{-1}$$

Dove [Ψ] è la matrice degli autovettori del sistema discreto invece la matrice [μ_i] viene determinato dalla seguente formulazione:

$$\mu_i = \exp(\lambda_i)$$

Infine i parametri modali vengono stimati nel seguente modo:

$$\lambda_i = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta T}$$

$$\omega_i = |\lambda_i|$$

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi}$$

$$\zeta_i = \frac{Re(\lambda_i)}{|\lambda_i|}$$

La matrice delle forme modali viene invece determinata dalla seguente relazione:

$$[\phi] = [C][\Psi]$$

È importante sottolineare che non tutti i parametri modali ottenuti sono quelli reali della struttura, ma tra questi si individuano dei modi che sono puramente numerici.

In definitiva, si può affermare che se si riesce a definire la dimensione della matrice di blocco di Hankel, i parametri modali sono determinati di conseguenza, infatti il numero *s* definisce la dimensione della matrice di Hankel, e quindi anche la dimensione della matrice di proiezione [O]. Inoltre il numero di autovalori del modello ossia l'ordine del modello viene a dipendere da 's'. Solitamente si realizza il diagramma di stabilizzazione per diversi ordini di modello, costruendo una serie di matrici a blocco di Hankel che abbiano di volta in volta dimensione diversa, o più semplicemente si può procedere facendo variare i valori utilizzati nelle equazioni per la predizione di $[\hat{\Gamma}_s]$ e $[\hat{X}_0]$.

Pertanto, il massimo ordine del modello è definito dalla matrice a blocchi di Hankel invece l'ordine reale del modello cambia al variare del numero dei valori presi in conto quando viene realizzata la SVD della matrice di predizione. Il massimo numero di autovalori viene regolato così da considerare la necessaria gamma di modelli.

I paragrafi che seguono approfondiscono questo aspetto definendo meglio quali sono i criteri che consentono la distinzione tra i modi puri e quelli spuri.

6.1.7 Modal Assurance Criterion (MAC)

Dopo aver determinato i parametri modali, è indispensabile introdurre il Modal Assurance Criterion (MAC) il cui scopo è quello di individuare se le forme modali sono identiche, cioè tutti i punti si muovono allo stesso modo, il che significa avere un valore di MAC uguale a 1, o se le forme modali sono molto diverse, il che implica avere un valore di MAC vicino allo zero. Infatti lungo la diagonale della matrice di MAC, ogni modo è identico a sé stesso, al di fuori della diagonale i valori di MAC sono molto bassi. L'idea che sta alla base della definizione del MAC è che ogni forma modale dovrebbe essere osservata in modo univoco e avere una forma diversa rispetto agli altri modi. In riferimento all'i-esimo e j-esimo modo di vibrare della struttura il MAC viene definito come:

$$MAC_{ij} = \frac{(\{\phi_i\}^T\{\phi_j\})^2}{(\{\phi_i\}^T\{\phi_i\})(\{\phi_j\}^T\{\phi_j\})}$$

Dove $\{\phi_i\}\, e\, \{\phi_j\}$ sono gli autovettori corrispondenti all'i-esimo e j-esimo modo di vibrare della struttura.

6.1.8 Diagrammi di stabilizzazione

Come già anticipato nei paragrafi precedenti il metodo di identificazione dinamica scelto soffre di un problema fondamentale, ovvero la scelta dell'ordine di modello. Per ovviare a questo

inconveniente l'identificazione viene ripetuta per diversi ordini di modello, e per ognuno di esso si ottengono n autovettori della matrice di stato $[A]_J$ e della matrice $[C]_J$, ma non tutti corrispondenti a modi propri della struttura. Partendo dalla considerazione che dovendo i modi propri essere funzioni delle caratteristiche della struttura e indipendenti dal processo numerico e che questi non devono cambiare al variare dell'ordine di modello, si distinguono i modi "puri" della struttura da quelli "spuri". Tale affermazione è molto importante perché consente di distinguere i modi strutturali da quelli puramente numerici aumentando via via l'ordine del modello e controllando la stabilità dei risultati ottenuti. Questa procedura è ottenuta mediante i diagrammi di Stabilizzazione che sono tracciabili sia nel dominio frequenza-ordine del modello che in quello frequenza-smorzamento. Nel caso in esame i parametri di stabilizzazione che sono stati impostati sono:

- Smorzamento massimo consentito;
- Smorzamento minimo consentito;
- Differenza limite in frequenza;
- Differenza limite in smorzamento;
- Valore di MAC limite;

I diagrammi di stabilizzazione sono stati inoltre sovrapposti alle curve Power Spectral Density (PSD) per i vari canali di acquisizione, dove le PSD sono delle funzioni di densità spettrali di potenza e rappresentano la composizione in frequenza dell'intensità del dato, queste vengono calcolate a partire dagli accelerometri registrati, i diagrammi in cui vengono rappresentate riportano i valori del quadrato delle ampiezze delle diverse componenti armoniche di accelerazione in funzione della rispettiva frequenza. Riportare nei diagrammi di stabilizzazione le curve PSD è molto utile al fine di verificare se la stabilizzazione delle identificazioni avviene intorno alle frequenze ad elevato contenuto energetico.

6.1.9 Clustering

La fase conclusiva dell'analisi prevede il tracciamento dei diagrammi di clustering che vengono disegnati dopo l'esecuzione di una cluster analysis che consiste in un insieme di tecniche statistiche atte ad individuare gruppi di unità tra loro simili rispetto ad un insieme di caratteri presi in considerazione e secondo uno specifico criterio. L'obiettivo che ci si pone è quello di riunire unità tra loro eterogenee in più sottoinsiemi tendenzialmente omogenei e mutuamente esaustivi. Le unità statistiche vengono in altri termini suddivise in un certo numero di gruppi a seconda del loro livello di somiglianza valutata a partire dai valori che una

serie di variabili prescelte assume in ciascuna unità. Nel caso in esame tramite questa analisi sono stati determinati i valori di smorzamento associati alle frequenze di vibrazione vere della struttura. I criteri che guidano tale processo sono i seguenti:

- Differenza massima in frequenza consentita all'interno del cluster;
- Scarto massimo in MAC consentito nel cluster;
- Percentuale di stabilizzazione;
- Peso per lo scarto in frequenza;
- Peso per lo scarto in MAC:

La relazione che sta alla base del processo si basa sulla definizione di una distanza intesa come sommatoria di tre differenti contributi:

- Distanza in frequenza: $d_f = |f_i - f_j|$
- Distanza in smorzamento: $d_\xi = |\xi_i - \xi_j|$
- Distanza in MAC: $d_{MAC} = 1 - MAC$

Per il caso in esame si ritiene trascurabile la distanza in smorzamento e si ipotizzano i pesi unitari, da queste considerazioni si ottiene la seguente relazione:

$$d_{ij} = d_f + d_{MAC}$$

E' necessario aggiungere che l'output di un algoritmo di clustering è un dendogramma che mostra la successione delle aggregazioni con le distanze alle quali esse avvengono fino al raggruppamento di tutte le unità statistiche in un unico cluster, pertanto è stato indispensabile fissare una distanza limite attraverso la quale è stato possibile distinguere i vari modi di vibrare. Alla fine di tale processo il tutto viene sintetizzato e descritto in un diagramma avente in ascissa le frequenze e in ordinata gli smorzamenti nel range d'interesse.

6.2 Esecuzione prova dinamica sperimentale

Nel seguito si descrivono le fasi operative dello studio dell'analisi modale sperimentale, partendo dalla descrizione dei test dinamici e, a seguire, con l'elaborazione dei risultati dell'algoritmo per concludere con la caratterizzazione dinamica della struttura.

La prova dinamica è stata effettuata nel mese di dicembre 2018 ed è stata eseguita dal laboratorio di prove P.Q.R.S. srl. I test dinamici sono stati realizzate nel corpo principale del

castello e nella torre di forma rettangolare sita nell'ala ovest del castello secondo le due configurazioni di prova di seguito riportate:

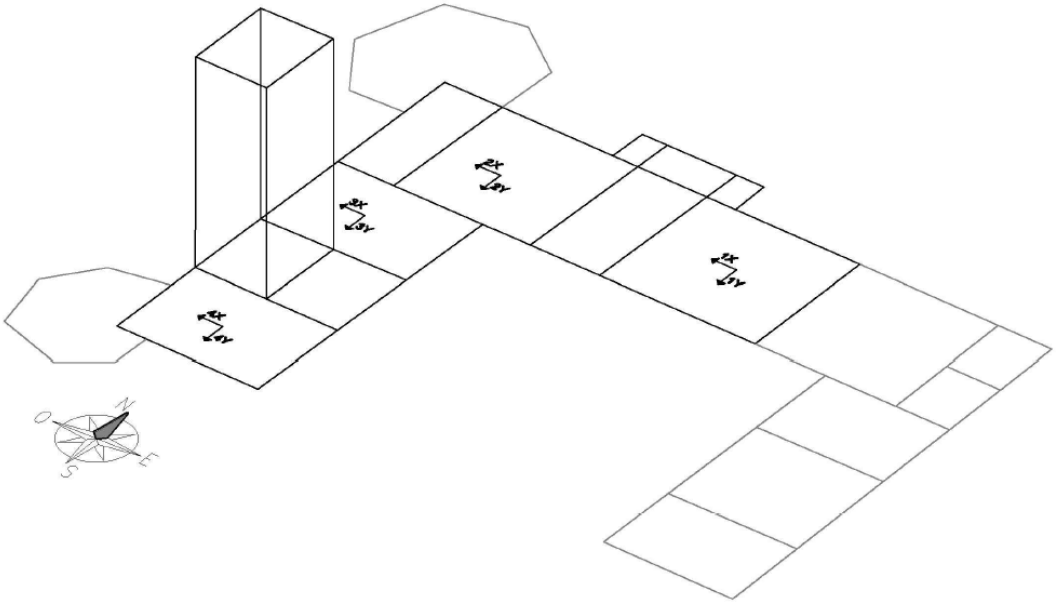


Figura 61. Configurazione di prova 1

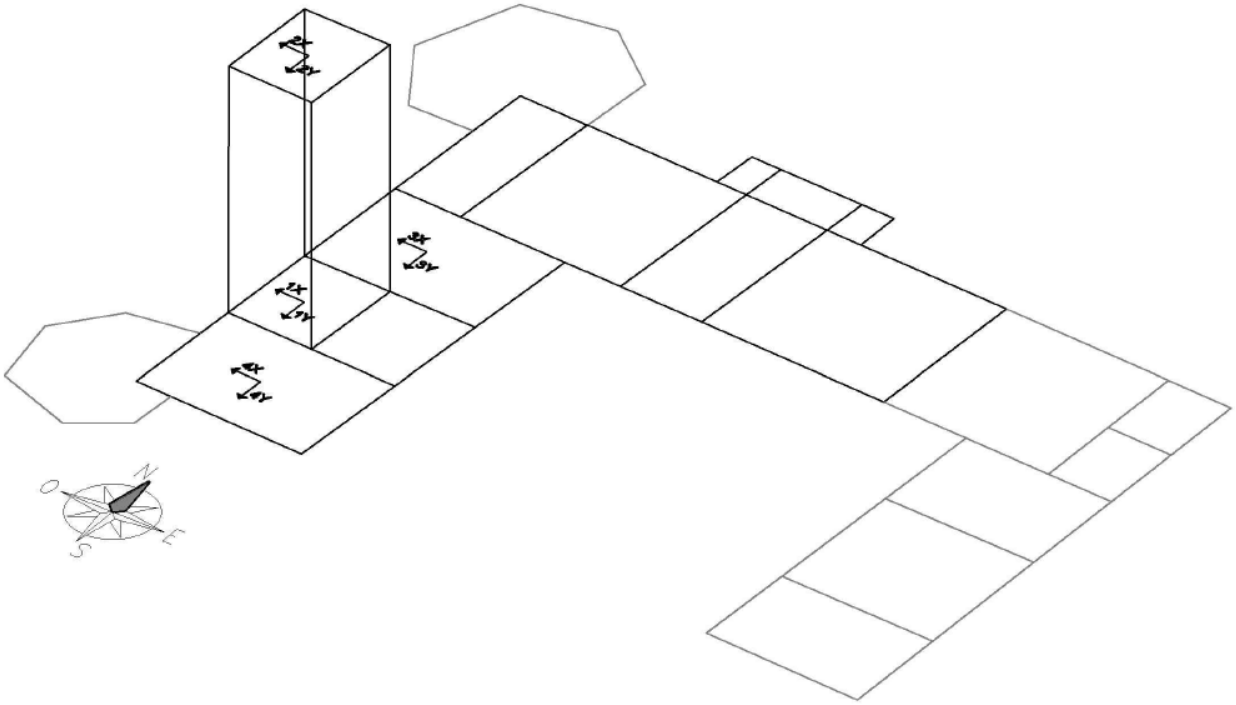


Figura 62.Configurazione di prova 2

Si noti come i sensori 3X, 3Y, 4X, 4Y, si trovino volutamente nella stessa posizione per entrambe le configurazioni di prova. Tale scelta consente uno studio incrociato della ricorsività dei diversi modi di vibrare della struttura agevolando l'individuazione dei modi puri.

Durante la fase di acquisizione del segnale sono stati registrati 4 eventi, 2 per ogni configurazione di prova, della durata di 10 minuti ciascuno. Le prove sono state condotte posizionando nei punti indicati nelle due configurazioni, dei sensori accelerometrici di sensibilità tale da consentire la misurazione del rumore ambientale, inoltre ogni strumento è dotato al proprio interno di una terna accelerometrica in grado di rilevare le ampiezze delle oscillazioni nelle direzioni dominanti x,y,z, nello specifico sono state registrate le ampiezze lungo le direzioni x e y di tutti i sensori. Gli accelerometri usati sono stati poggiati sul pavimento tramite basi metalliche e sono stati collegati ad una centralina di acquisizione. Inoltre la registrazione dei dati è stata ripetuta ed analizzata preliminarmente in sito per verificarne la ripetibilità, al fine di eludere interferenze e/o fenomeni isolati. Le misurazioni sono state effettuate per una durata sufficiente da consentire l'apprezzamento delle componenti di bassa frequenza. Di seguito si riporta una breve documentazione fotografica dove si può osservare la strumentazione utilizzata nonché la relativa istallazione

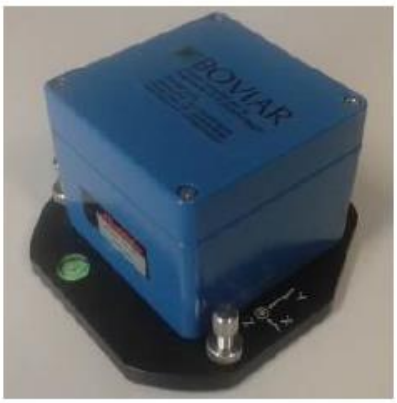


Figura 63. Accelerometro del tipo Solgeo AC-SF 1600 3D

Figura 64.Centralina di acquisizione del tipo Solgeo Dymas 24 System

Figura 65. Posizionamento terna accelerometrica n1 (Sinistra) e n2 (destra) Configurazione1

Figura 66. Posizionamento terna accelerometrica n3 (sinistra) e n4 (destra)_Configurazione1 e 2

Figura 67. Posizionamento terna accelerometrica n1 (sinistra) e n2 (destra) Configurazione 2

Come sopra anticipato, i segnali registrati dal laboratorio di prove, sono stati analizzati in tramite la tecnica di identificazione Fast SSI implementato tramite il software MATLAB.
La prima fase di analisi prevede una serie di operazioni di pre-elaborazione dei segnali che riguardano la "rimozione media", il "de-trend", e il filtraggio passa banda.

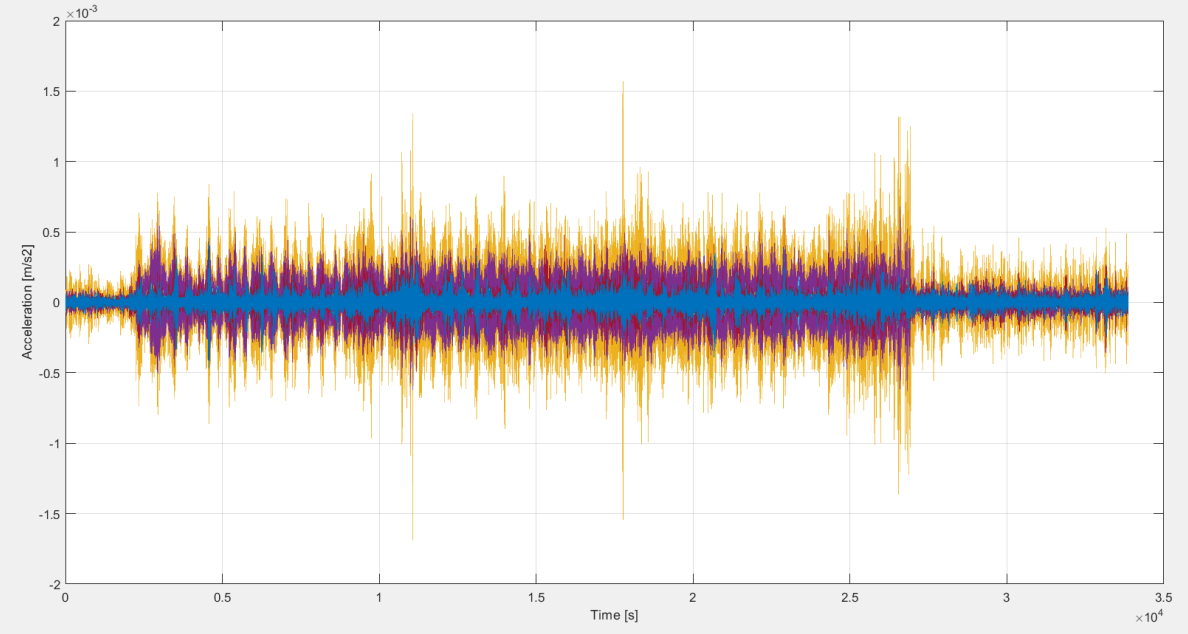


Figura 68. Segnali registrati nella Configurazione 1

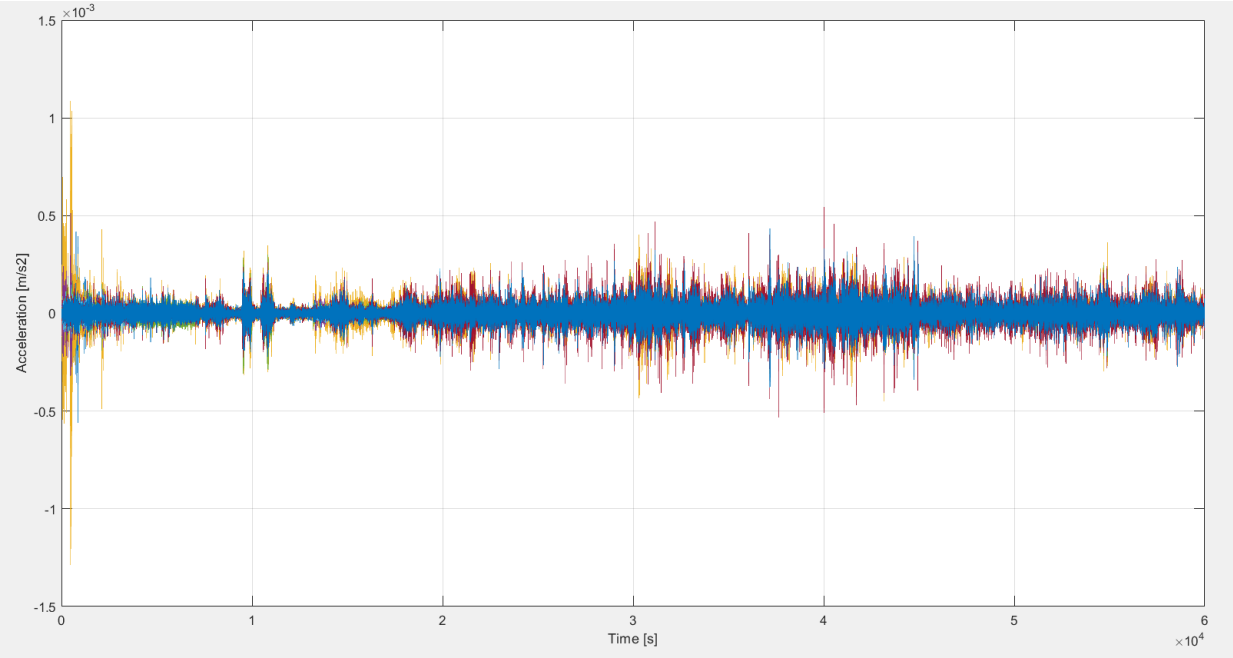


Figura 69. Segnali registrati nella Configurazione 2

Si procede con il tracciamento delle curve PSD (Power Spectral Density), che consentono di avere una chiara indicazione di quelle che sono le frequenze ad elevato contenuto energetico, in fatti in corrispondenza di queste si leggono dei picchi nelle curve:

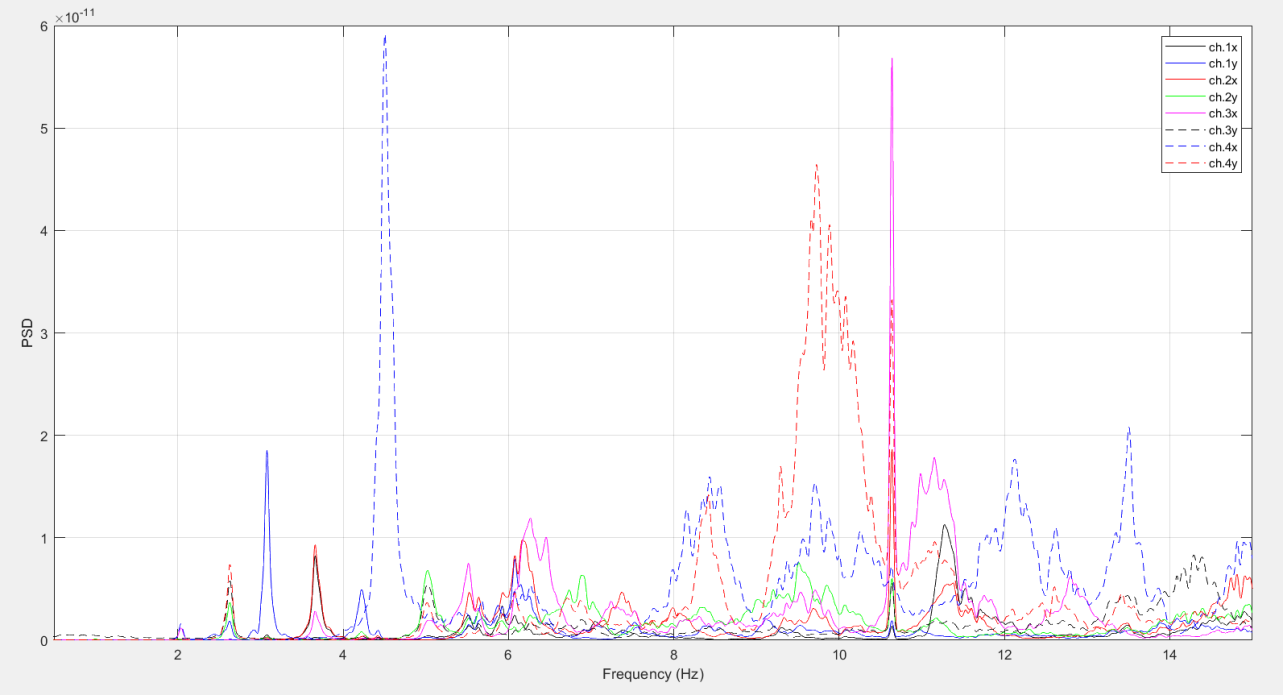


Figura 70. PSD Configurazione 1

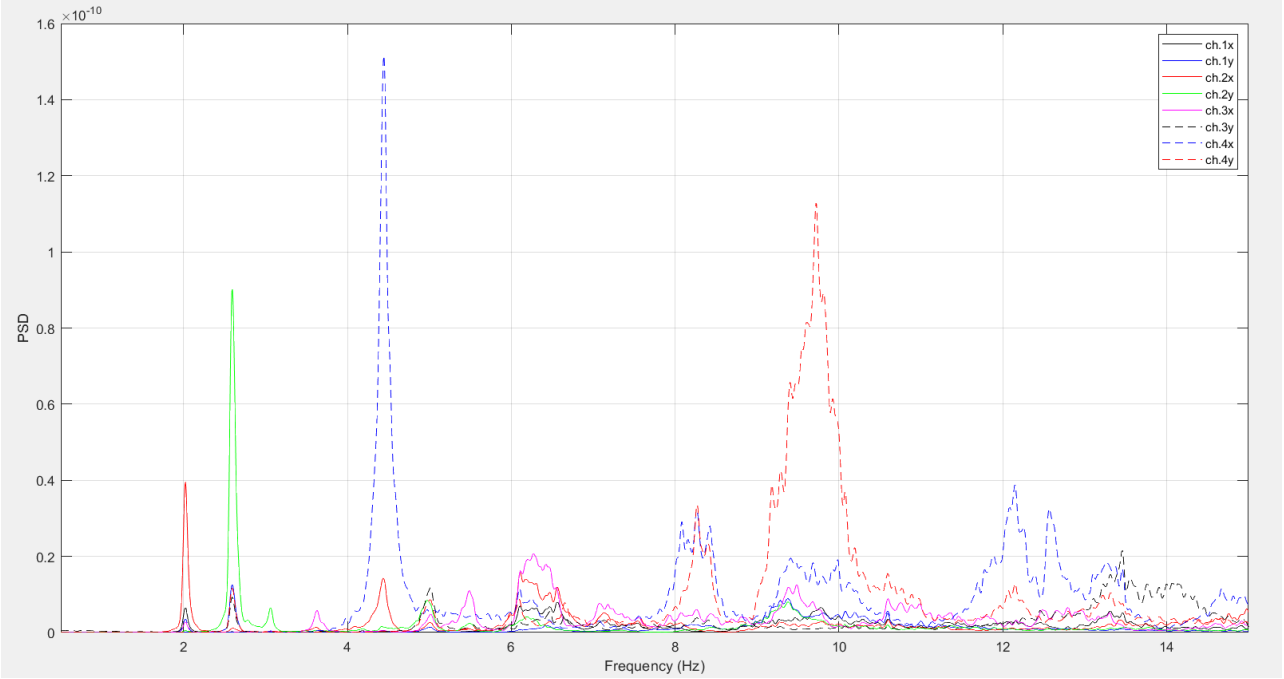


Figura 71. PSD Configurazione 2

Analizzando le curve PSD è possibile avere una prima idea rispetto a quelle che sono le frequenze a maggiore contenuto energetico per le due configurazioni di prova. In particolare si osservano dei picchi in corrispondenza degli stessi valori di frequenza per entrambe le configurazioni.

Le curve sopra ottenute vengono riportate nei seguenti diagrammi di "stabilizzazione". Dalla lettura di tale grafico si riesce ad avere un chiaro riscontro visivo tra i picchi relativi alle frequenze con maggior contenuto energetico e i modi identificati dall'algoritmo.

Nei grafici seguenti sono riportati nell'asse delle ascisse la frequenza e nell'asse delle ordinate l'ordine di sistema. I simboli al di sopra delle curve PSD fanno riferimento alle identificazioni effettuata distinguendo con i segni ○ e x rispettivamente i modi identificati come stabili da quelli identificati come instabili.

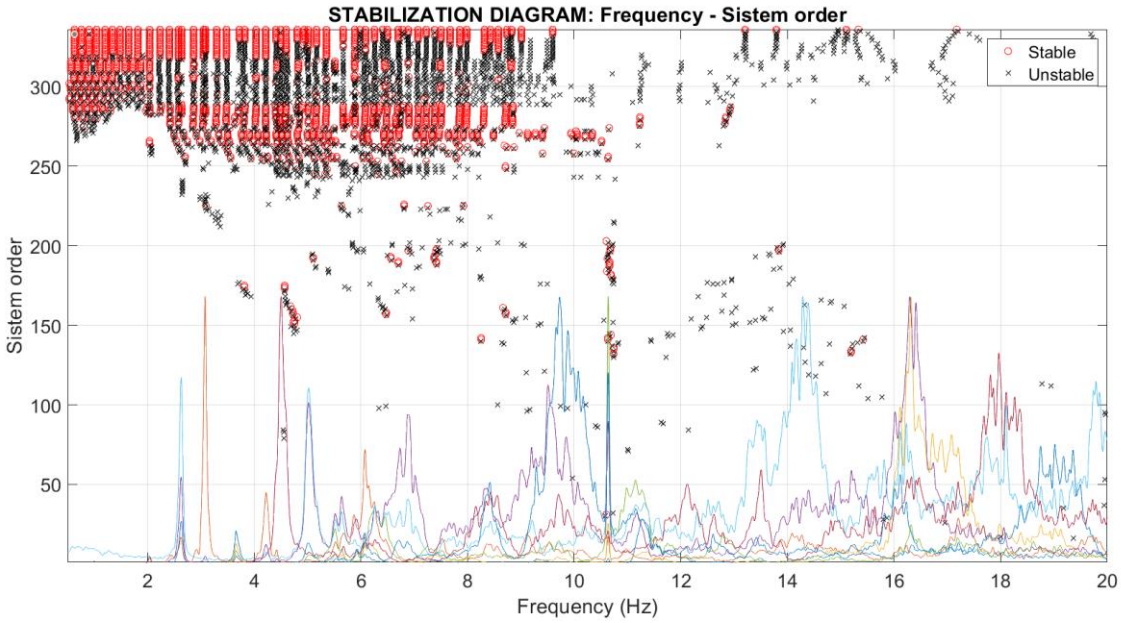


Figura 72. Diagramma di stabilizzazione. identificazione modi stabili e instabili. Configurazione 1

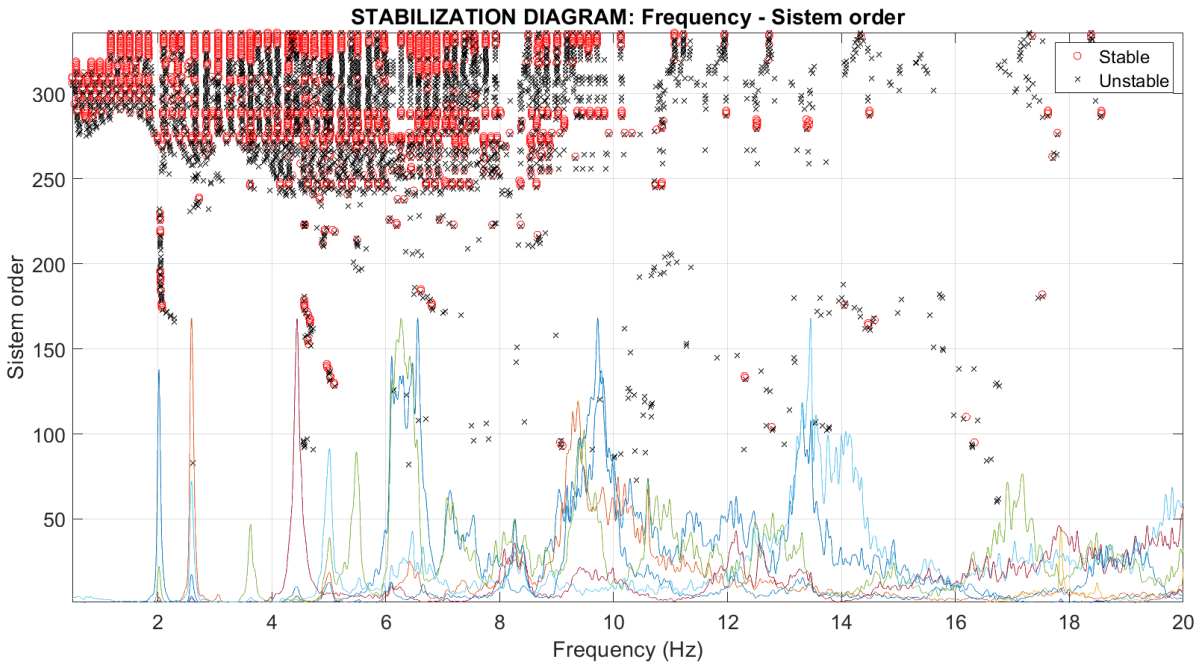


Figura 73. Diagramma di stabilizzazione, identificazione modi stabili e instabili. Configurazione 2

I diagrammi che seguono sono sintetizzati i risultati dei precedenti dove vengono mantenuti immutati gli assi di riferimento ma vengono indicati solo i modi individuati come stabili dall'algoritmo

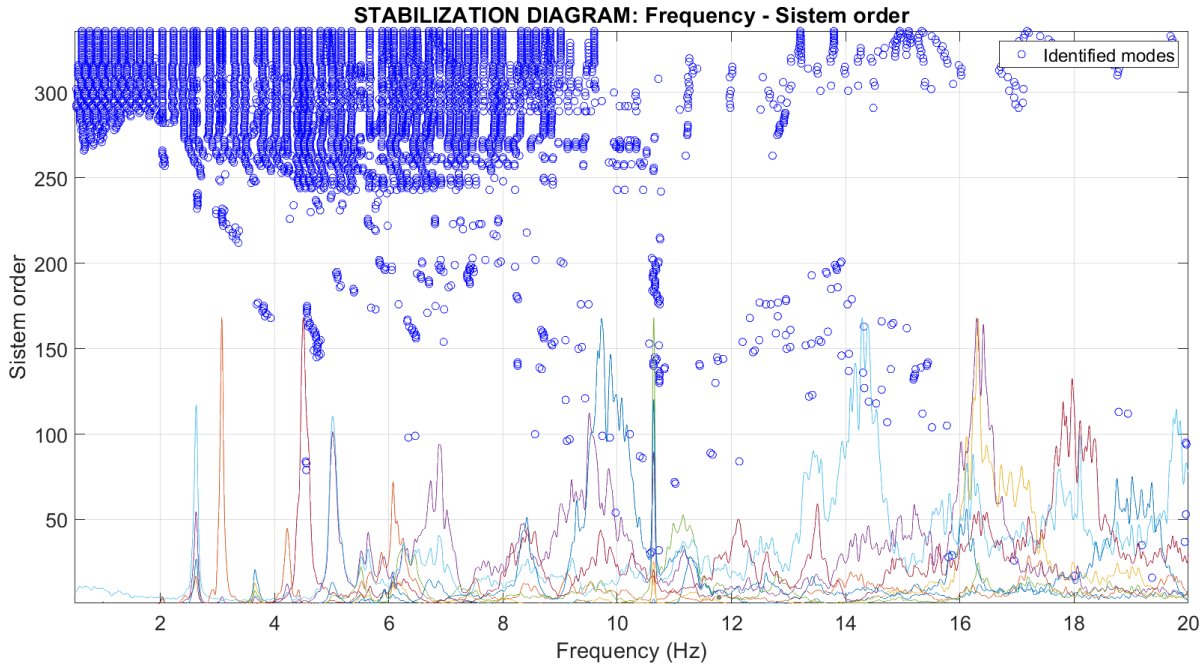


Figura 74 .Diagramma di stabilizzazione. Identificazione dei modi stabili. Configurazione 1

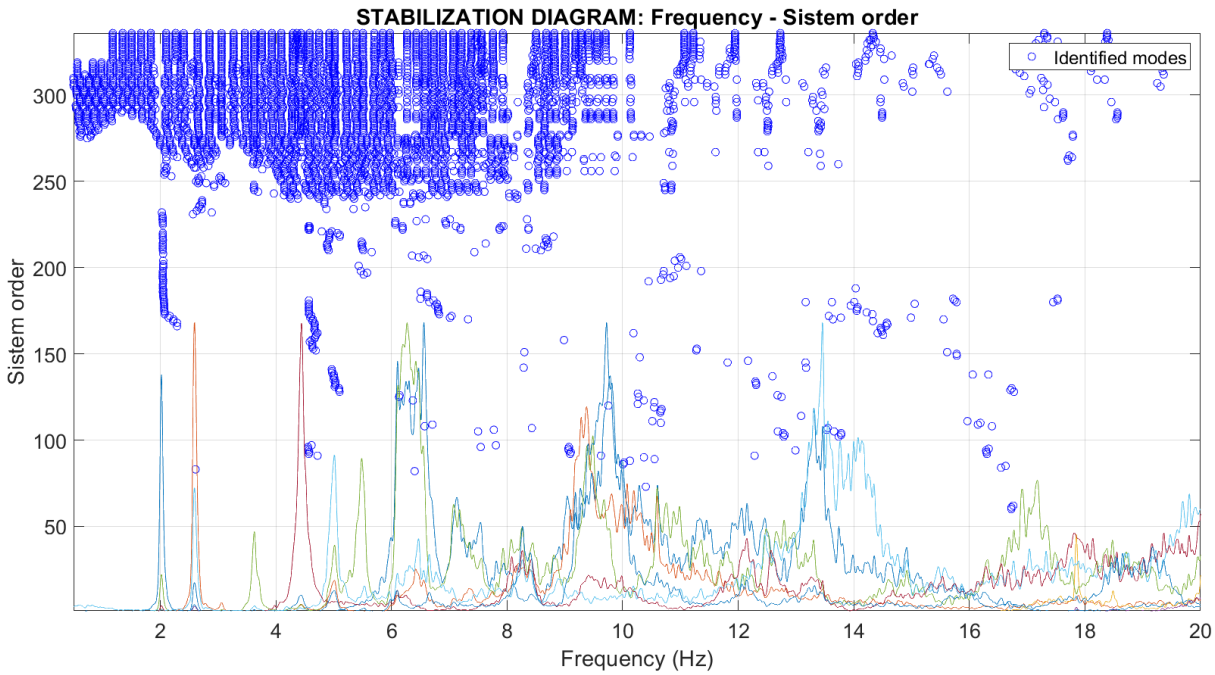


Figura 75. Diagramma di stabilizzazione. Identificazione dei modi stabili. Configurazione 2

Da questi due diagrammi è possibile osservare come all'incremento dell'ordine di sistema ai primi picchi delle curve PSD corrispondano i modi stabili e pertanto in corrispondenze delle frequenze di 2,00 Hz, 2,60 Hz, 3,00 Hz, vengono individuate i primi modi di vibrare della struttura.

Il processo è concluso con i diagrammi di clustering che associano alle frequenze identificate il valore di smorzamento corrispondente.

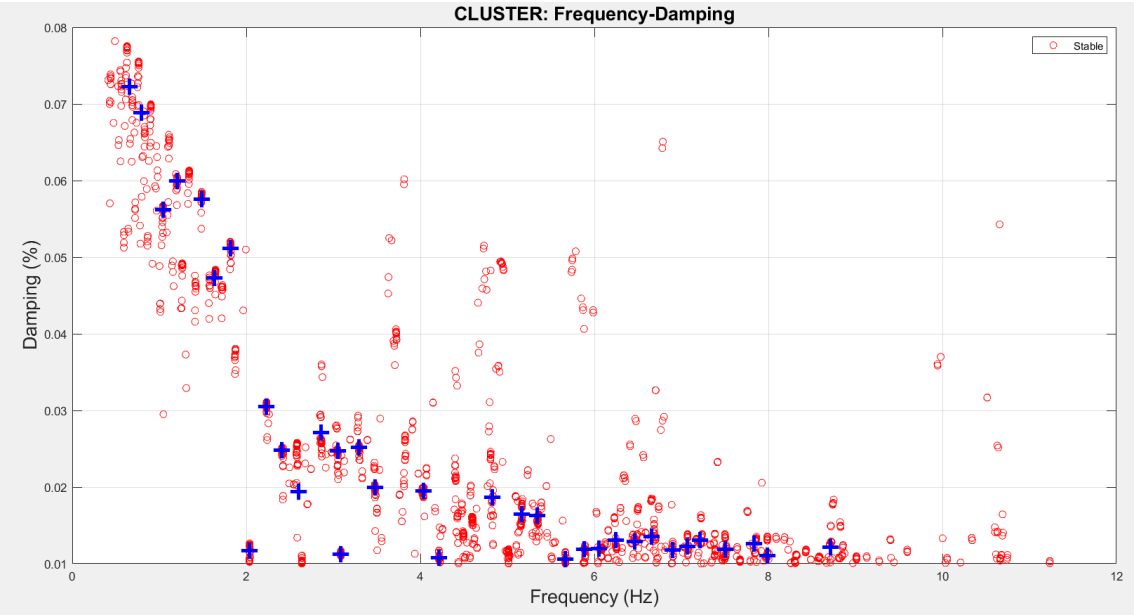


Figura 76. Cluster. Configurazione 1

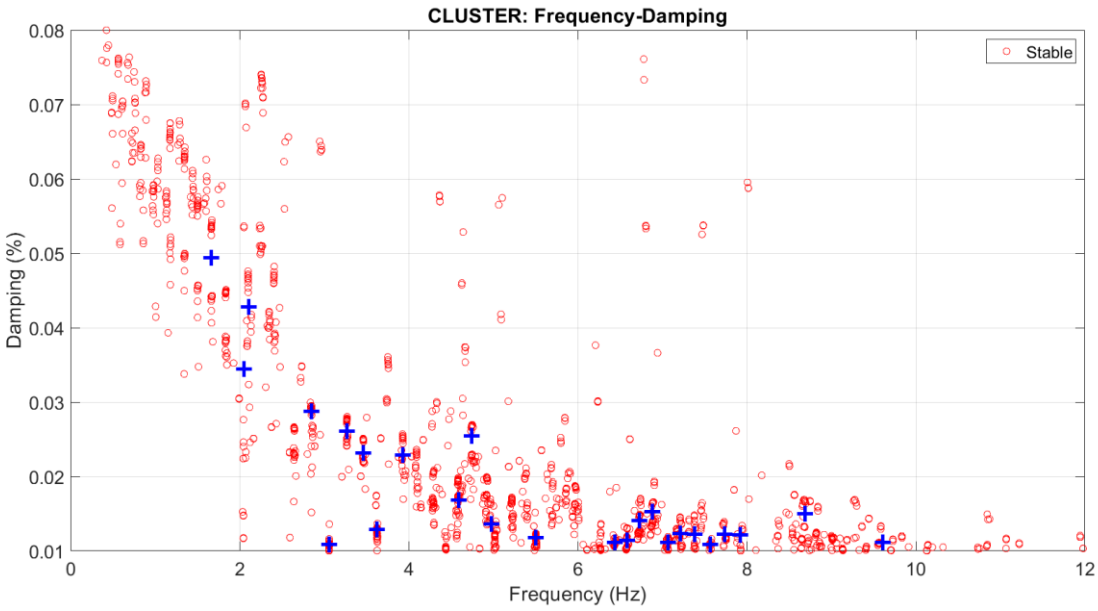


Figura 77. Cluster. Configurazione 2

6.3 Forme modali sperimentali

La rielaborazione dei segnali acquisiti attraverso l'algoritmo SSI ha consentito l'identificazione dei primi 5 modi di vibrare della struttura.

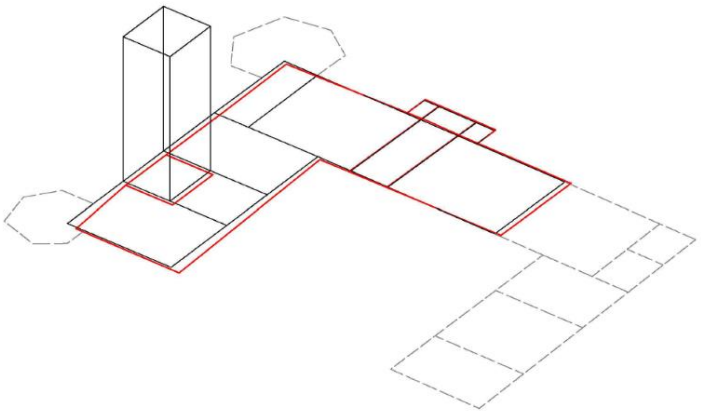
Per ogni modo identificato è stata individuata la frequenza propria del modo e il periodo proprio, lo smorzamento, e gli spostamenti modali dai quali si è ricavata graficamente la forma modale corrispondente.

La scelta di tenere 4 sensori in comune nelle due configurazioni di prova ha poi consentito, tramite un processo di normalizzazione degli spostamenti modali, l'assemblaggio delle forme modali nelle due configurazioni. La configurazione di prova denominata 1 è stata progettata con lo scopo di individuare le forme modali di piano, mentre la configurazione di prova 2 è stata progettata con lo scopo di identificare le forme modali della torre quadrata dell'ala ovest. Normalizzando gli spostamenti modali rispetto ai sensori in comune ed assemblandoli si è ottenuta la forma modale dell'intera struttura. Di seguito vengono riportati prima i risultati derivanti dalla prima configurazione di prova, poi quelli ottenuti dalla seconda configurazione di prova ed infine l'assemblaggio dei risultati delle due configurazioni di prova.

CONFIGURAZIONE DI PROVA 1:

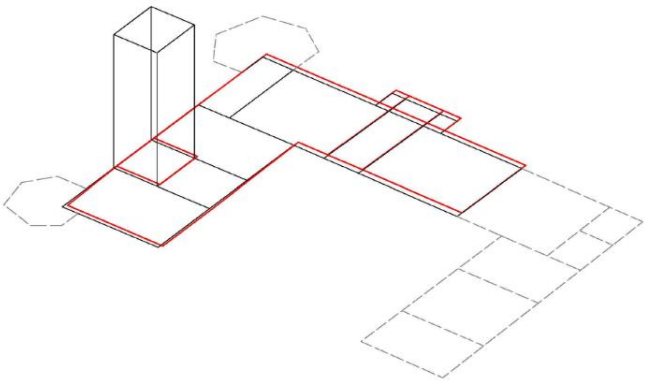
MODO IDENTIFICATO	1°	[-]
FREQUENZA	2,04	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,49	[s]
SMORZAMENTO	1,17	[%]

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	0,2449
	1 Y	0,1441
	2 X	0,3380
	2 Y	0,2130
sensori in comune	3 X	0,6643
	3 Y	0,4056
	4 X	1,0000
	4 Y	-0,1840



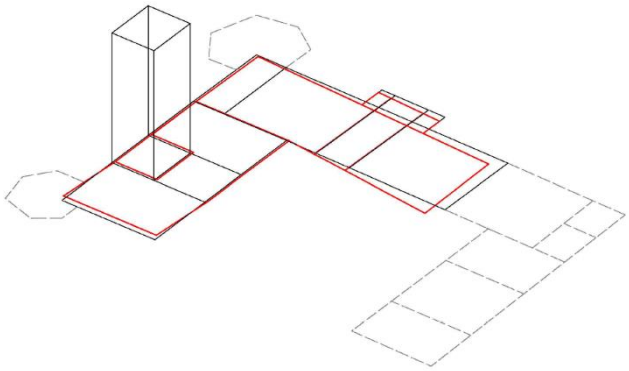
MODO IDENTIFICATO	2°	[-]
FREQUENZA	2,6	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,38	[s]
SMORZAMENTO	1,3	[%]

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	0,1207
	1 Y	-0,6535
	2 X	-0,3457
	2 Y	0,1895
sensori in comune	3 X	0,1995
	3 Y	1,0000
	4 X	-0,1008
	4 Y	0,5777



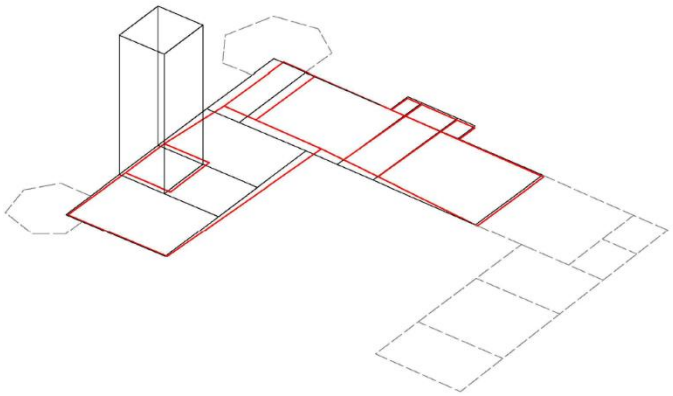
MODO IDENTIFICATO	3°	[-]
FREQUENZA	3,06	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,33	[s]
SMORZAMENTO	1,2	[%]

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	1,6148
	1 Y	4,1195
	2 X	1,2739
	2 Y	-0,5726
sensori in comune	3 X	1,0000
	3 Y	0,2122
	4 X	0,4696
	4 Y	-0,3038



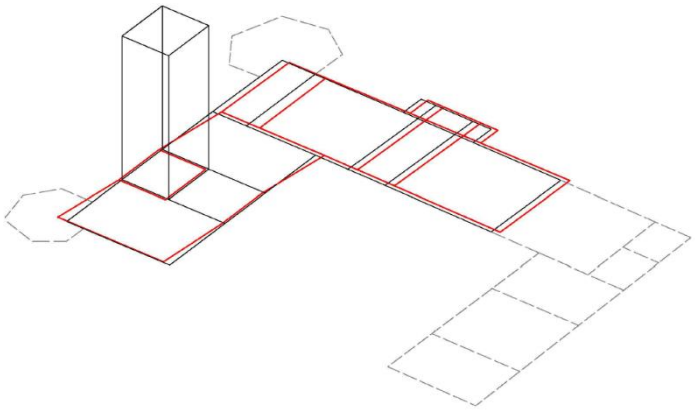
MODO IDENTIFICATO	4°	[-]
FREQUENZA	3,67	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,27	[s]
SMORZAMENTO	1,4	[%]

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	-0,8675
	1 Y	-0,6507
	2 X	-1,3733
	2 Y	0,6452
sensori in comune	3 X	-0,3962
	3 Y	1,0000
	4 X	-0,1570
	4 Y	0,3438



MODO IDENTIFICATO	5°	[-]
FREQUENZA	4,53	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,22	[s]
SMORZAMENTO	1,8	[%]

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	-0,9705
	1 Y	0,4178
	2 X	1,5841
	2 Y	0,0247
sensori in comune	3 X	0,4406
	3 Y	-0,0779
	4 X	1,0000
	4 Y	-0,2719

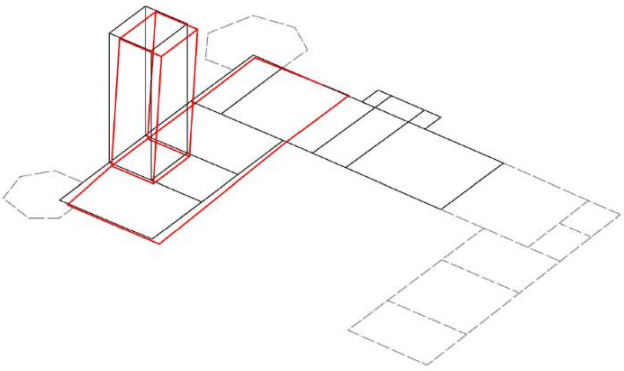


CONFIGURAZIONE DI PROVA 2

MODO IDENTIFICATO	1°	[-]
FREQUENZA	2,04	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,49	[s]
SMORZAMENTO	1,17	[%]

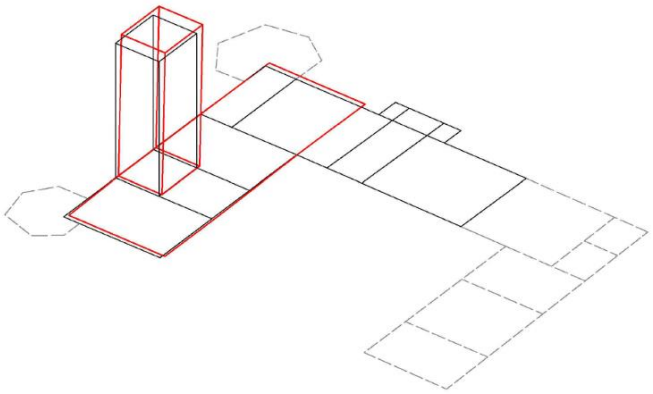
:

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	0,5548
	1 Y	-0,5993
	2 X	2,1785
	2 Y	-0,2756
sensori in comune	3 X	0,5163
	3 Y	-0,6822
	4 X	1,0000
	4 Y	0,2030



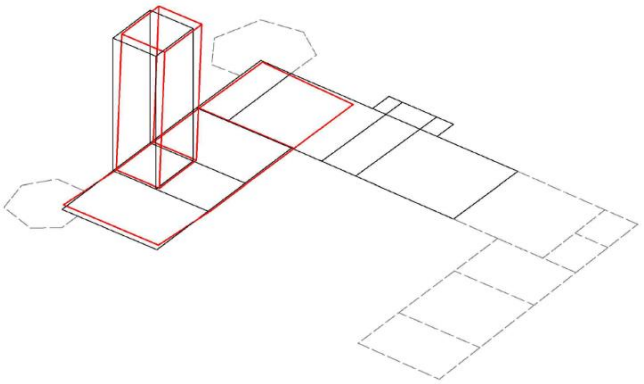
MODO IDENTIFICATO	2°	[-]
FREQUENZA	2,6	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,38	[s]
SMORZAMENTO	1,3	[%]

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	0,1674
	1 Y	1,1994
	2 X	-1,2344
	2 Y	4,3668
sensori in comune	3 X	0,2016
	3 Y	1,0000
	4 X	0,6994
	4 Y	0,9214



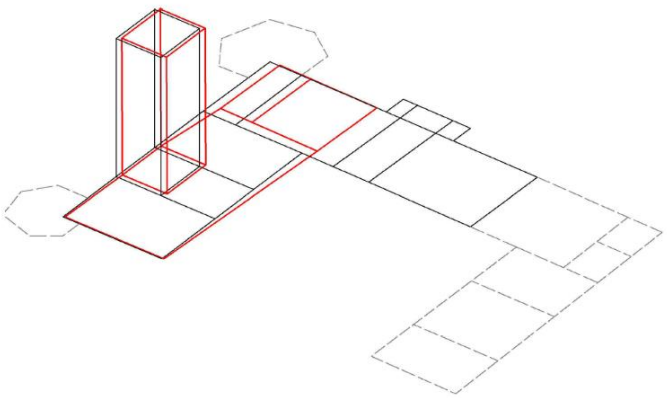
MODO IDENTIFICATO	3°	[-]
FREQUENZA	3,06	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,33	[s]
SMORZAMENTO	1,2	[%]

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	-0,5368
	1 Y	-0,8379
	2 X	0,7090
	2 Y	2,8940
sensori in comune	3 X	-0,6266
	3 Y	0,3052
	4 X	1,0000
	4 Y	-1,9041



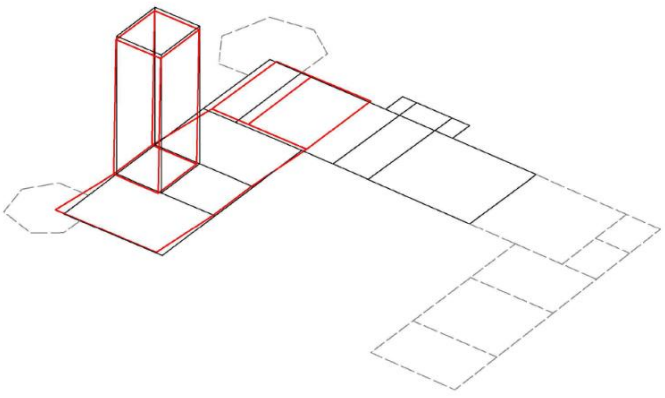
MODO IDENTIFICATO	4°	[-]
FREQUENZA	3,67	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,27	[s]
SMORZAMENTO	1,4	[%]

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	-0,1939
	1 Y	-0,3531
	2 X	-0,2432
	2 Y	-0,2219
sensori in comune	3 X	1,0000
	3 Y	-0,8037
	4 X	-0,1065
	4 Y	-0,0646



MODO IDENTIFICATO	5°	[-]
FREQUENZA	4,53	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,22	[s]
SMORZAMENTO	1,8	[%]

	CANALE	SPOSTAMENTI MODALI NORMALIZZATI
	1 X	0,0194
	1 Y	0,2171
	2 X	-0,3150
	2 Y	0,4825
sensori in comune	3 X	0,6442
	3 Y	-0,4529
	4 X	1,0000
	4 Y	-0,0954



ASSEMBLAGGIO FORME MODALI DELLE DUE CONFIGURAZIONI

MODO IDENTIFICATO	1°	[-]
FREQUENZA	2,04	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,49	[s]
SMORZAMENTO	1,17	[%]

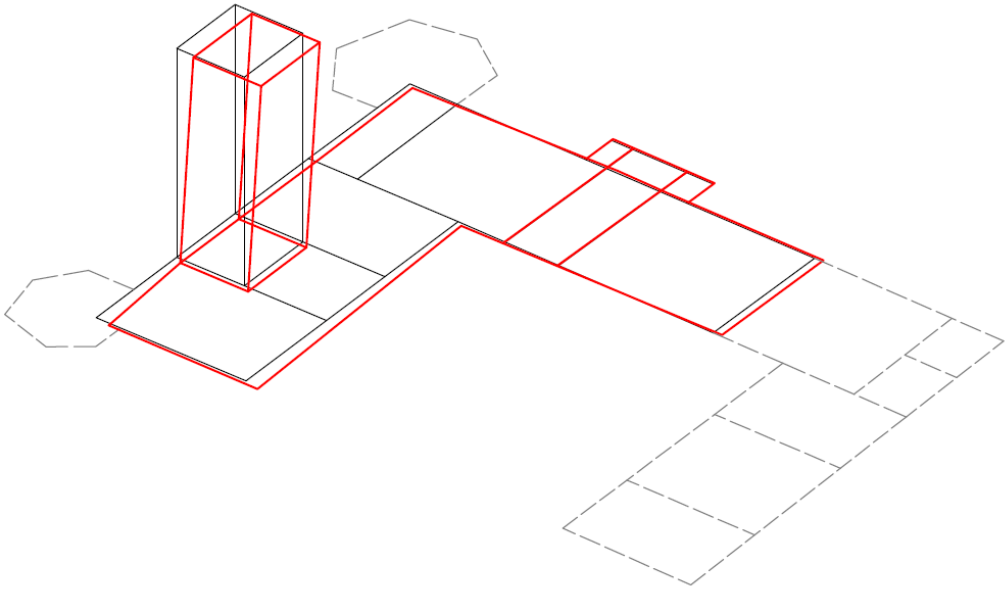


Figura 78. Assemblaggio Modo 1

MODO IDENTIFICATO	2°	[-]
FREQUENZA	2,6	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,38	[s]
SMORZAMENTO	1,3	[%]

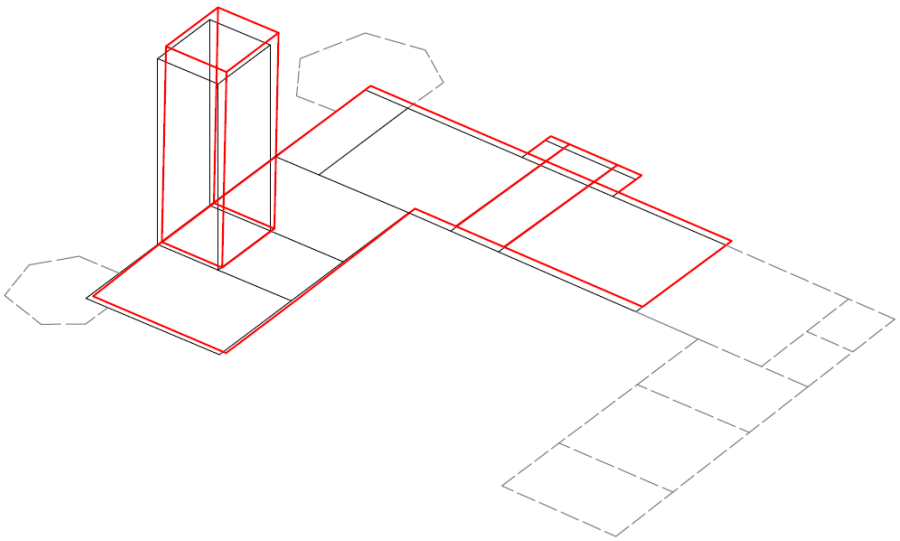


Figura 79. Assemblaggio Modo 2

MODO IDENTIFICATO	3°	[-]
FREQUENZA	3,06	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,33	[s]
SMORZAMENTO	1,2	[%]

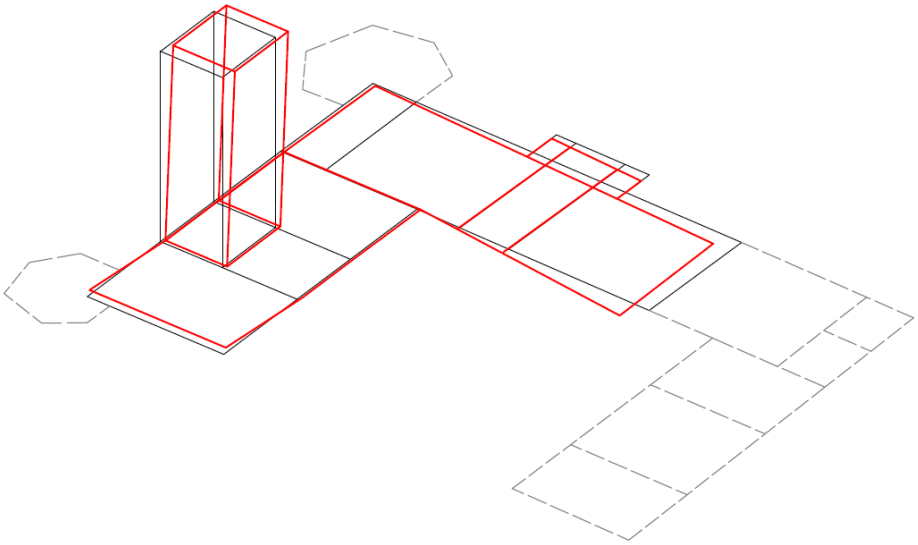


Figura 80. Assemblaggio Modo 3

MODO IDENTIFICATO	4°	[-]
FREQUENZA	3,67	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,27	[s]
SMORZAMENTO	1,4	[%]

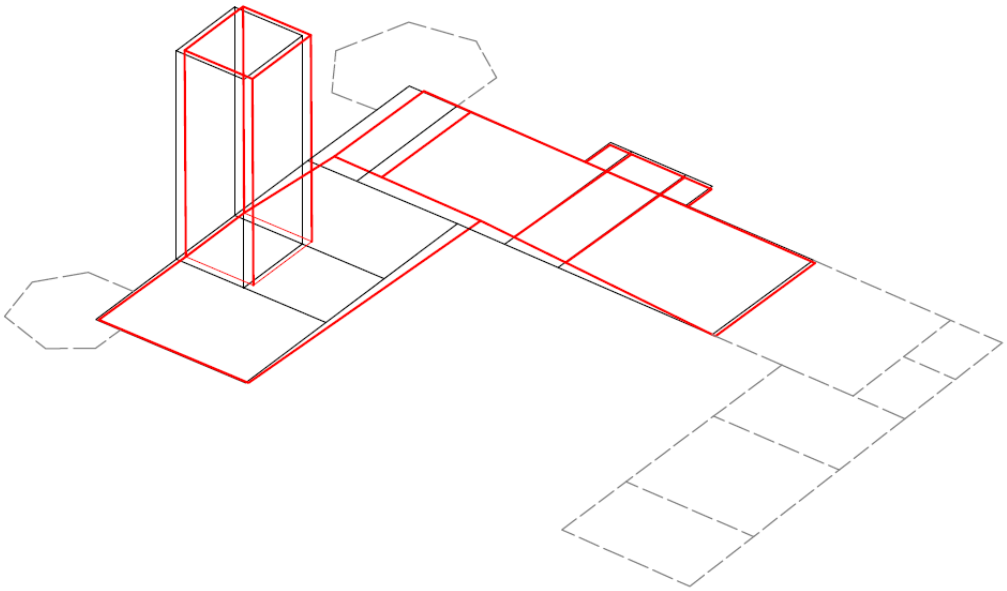


Figura 81. Assemblaggio Modo 4

MODO IDENTIFICATO	5°	[-]
FREQUENZA	4,53	[Hz]
PERIODO PROPRIO	0,22	[s]
SMORZAMENTO	1,8	[%]

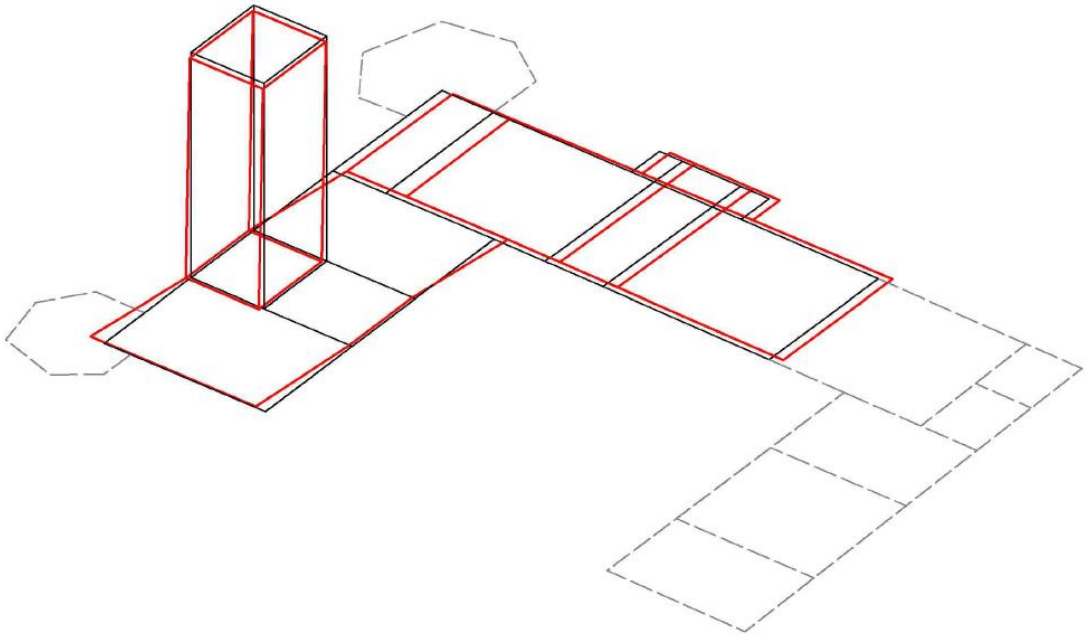


Figura 82. Assemblaggio Modo 5

Dalle analisi svolte è possibile affermare che i primi cinque modi della struttura sono ben individuati. Nello specifico il primo modo di vibrare della struttura corrispondente ad una frequenza di 2,00 Hz è relativo ad un modo flessionale lungo la direzione Nord-Sud. Il secondo modo, con frequenza 2,60 Hz, è un modo flessionale lungo la direzione Est-Ovest. Il terzo modo, caratterizzato da una frequenza di 3.06 Hz è un modo torsionale la cui rotazione avviene facendo perno sulla rotonda a Nord. Il quarto modo, con frequenza 3,67 Hz, è ancora torsionale ma la rotazione avviene attorno alla rotonda sita a Sud. Infine il quinto modo identificato, con frequenza 4,53 Hz, è torsionale e il perno della rotazione è fisso nella torre quadrata.

7 CREAZIONE MODELLO SU 3MURI

A partire dalle informazioni acquisite nei precedenti capitoli si procede con la definizione di un modello di calcolo semplificato ma che sia sufficientemente rappresentativo del comportamento reale della struttura. In questa fase tutte le informazioni raccolte in fase d'indagine preliminare e riguardanti le caratteristiche della struttura e dei materiali vengono tradotte in un "modello di calcolo".

7.1 Descrizione programma 3Muri

7.1.1 Metodo FME

La modellazione della struttura oggetto di studio è stata eseguita tramite il programma di calcolo 3Muri che, applicando il metodo FME (Frame by Macro Element), schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento: "macroelemento". La validità di tale metodo deriva dal fatto che riesce a cogliere tutti gli aspetti del comportamento strutturale delle murature perché nasce dall'osservazione del reale comportamento di edifici che hanno subito danni causati dal sisma. Nel modello a telaio equivalente le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano (solaio), e sono schematizzate come telai in cui sono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) ed i nodi rigidi. Le pareti vengono divise in tratti verticali corrispondenti ai vari piani, è inoltre importante conoscere la posizione delle aperture in quanto sono indispensabili per la determinazione di maschi murari e fasce di piano in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento. Quindi maschi e fasce sono modellati con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (ux, uz, roty). Le restanti porzioni di parete vengono considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano. Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x,z) nel piano della parete; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente ux, uz, roty. Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano.

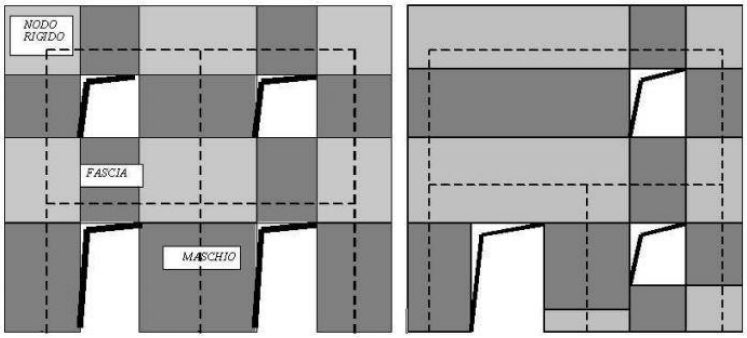


Figura 83. Definizione elementi "maschio", "fascia", "nodo rigido"

La figura 1 mette in evidenza che gli elementi definiti "maschio" sono posizionati a fianco delle aperture invece gli elementi "fascia" si trovano sopra e sotto le aperture, la muratura restante che risulta quindi contenuta, si può considerare infinitamente rigida rispetto agli altri elementi e viene modellata con elementi di rigidezza infinita. La ricerca teorica e sperimentale ha evidenziato un aspetto importante riguardo questi elementi di superficie ovvero non si commettono errori significativi se si considerano equivalenti ad elementi lineari, è grazie al collegamento tra questi elementi che si ottiene il telaio equivalente ed a partire da questo il programma genera automaticamente la "mesh".

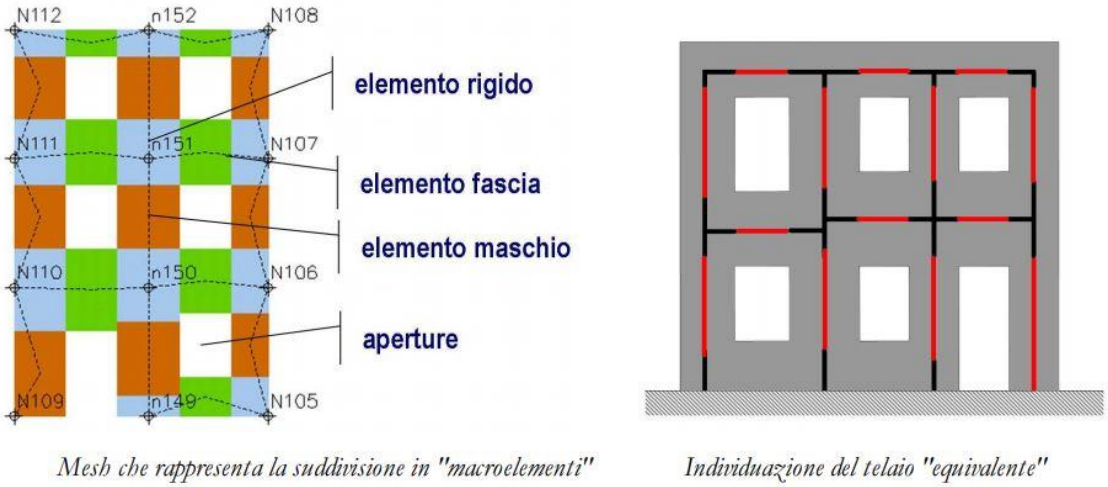


Figura 84. Rappresentazione mesh

7.1.2 Modello teorico del macroelemento

Il metodo FME si basa su un particolare tipo di elemento finito a comportamento non lineare definito a "sandwich". Si consideri un pannello di larghezza b e spessore s costituito da tre parti: la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità e f di spessore infinitesimo D, infinitamente rigidi ad azioni taglianti, e la deformabilità tangenziale è situata

nel corpo centrale, di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico completo per il macroelemento contempla quindi i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia.

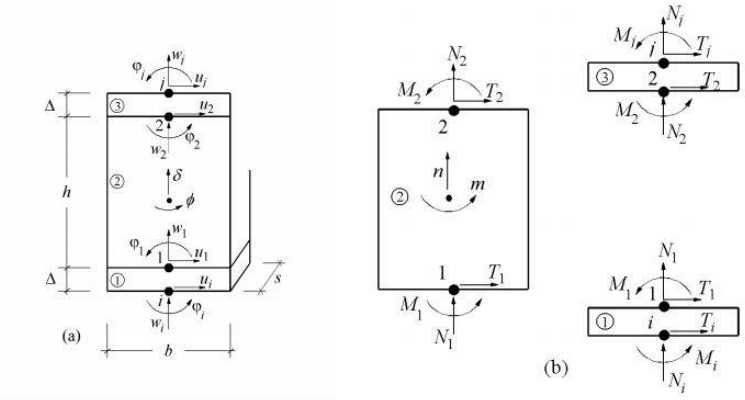


Figura 85. Elemento "sandwich"

Questo legame viene completato dall'inserimento di un meccanismo di collasso: coerentemente con le diverse normative sono definite deformazioni massime (drift) accettabili per il pannello, dovuti ai meccanismi di taglio e pressoflessione. Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali e quindi viene ridotto o annullata la sua capacità resistente. L'elemento è sostituito da una biella, in grado di trasmettere ancora forze normali, ma senza alcuna resistenza per le azioni sismiche.

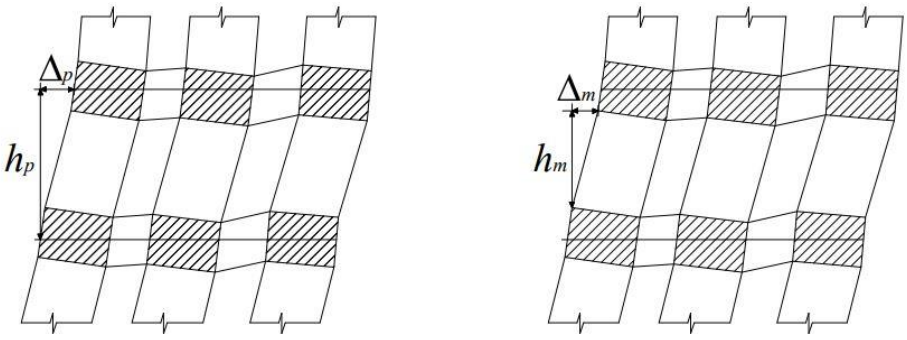
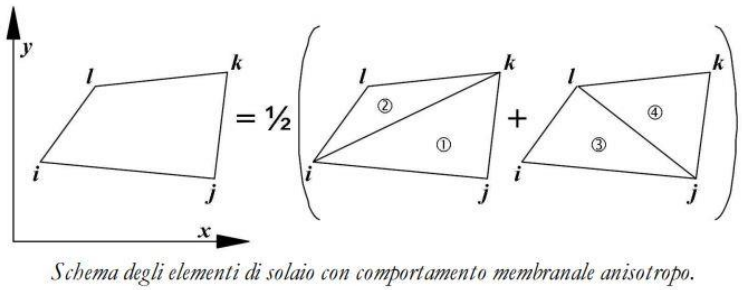


Figura 86. Modellazione struttura portante

La struttura portante è modellata come assemblaggio di pareti verticali ed orizzontamenti deformabili: ogni parete è schematizzata attraverso un modello a telaio, come previsto dalla Norma, individuando maschi murari verticali e travi in muratura collegati da porzioni considerate rigide.

7.1.3 Elementi di Solaio

Il programma 3Muri modella i solai con elementi finiti superficiali con comportamento membranale, in grado di trasmettere sforzi nel piano, assegnando i parametri di rigidezza ed esaminando le tipologie più ricorrenti comprese le volte. Inoltre i solai presentano comportamento anisotropo, per tenere conto delle diverse rigidezze nelle due direzioni principali.



Schema degli elementi di solaio con comportamento membranale anisotropo.

Figura 87. Elementi finiti superficiali

7.1.4 Analisi statica non lineare (push-over)

Il programma 3Muri studia il comportamento "globale" della struttura tramite l'analisi non lineare ed il controllo degli spostamenti, superando la verifica puntuale. Questo tipo di analisi consente di determinare il comportamento della struttura in termini di spostamento a fronte di una determinata azione applicata, in campo sismico questo tipo di approccio viene preferito in quanto è più opportuno conoscere la risposta strutturale in termini di spostamento piuttosto che di forze. L'analisi è condotta applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito che portano la struttura al collasso. Alla fine di questa analisi si ottiene un legame tra la forza applicata e lo spostamento ottenuto che viene espresso attraverso la curva di capacità, la quale permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente.

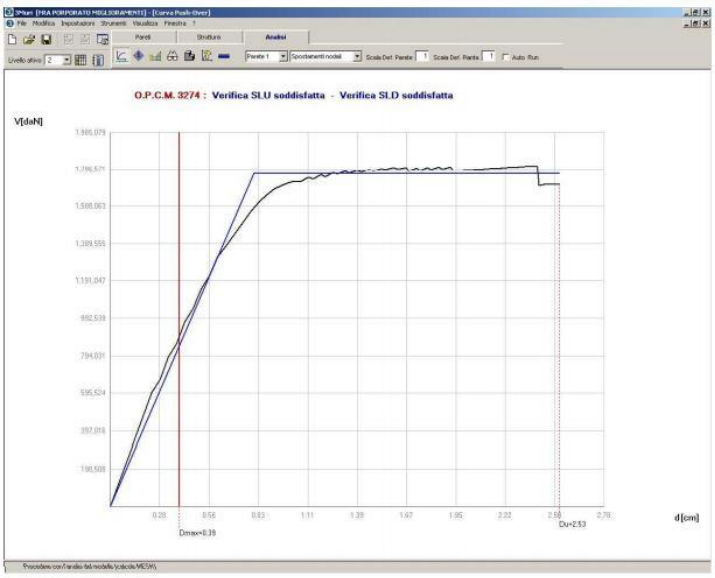


Figura 88. Curva di capacità

La curva di capacità è costruita riportando sull'asse delle y le forze applicate e delle x gli spostamenti del nodo di controllo che rappresenta un punto fisico della struttura sul quale andare a monitorare l'andamento degli spostamenti in funzione delle forze sismiche applicate alla struttura. Dalla curva è quindi possibile estrapolare il comportamento globale della struttura all'aumentare del carico applicato. Tali curve intendono rappresentare l'inviluppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura. L'analisi push-over nasce come semplificazione dell'analisi dinamica non lineare, ottenendo lo stesso risultato, ma con minor fatica e maggiore velocità di calcolo.

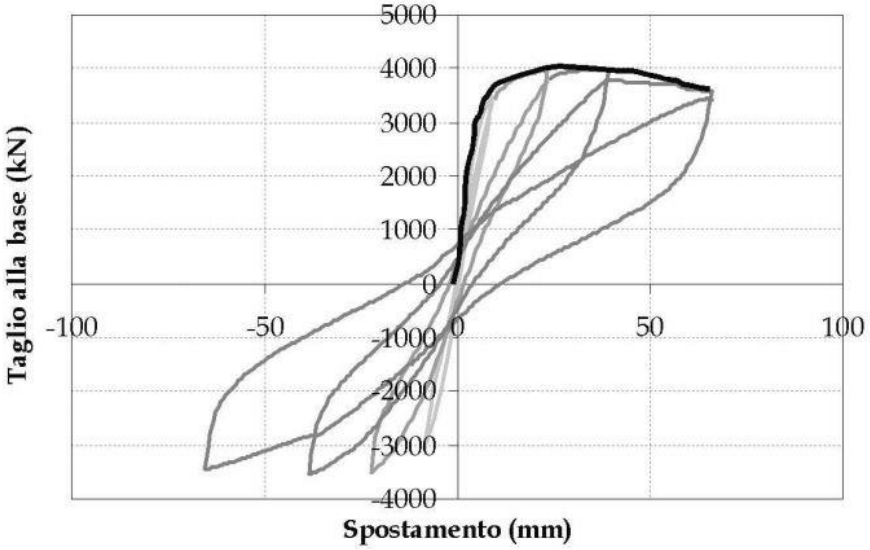


Figura 89. Inviluppo dei cicli di isteresi

L'analisi push-over si può considerare come l'inviluppo dei punti massimi delle curve evidenziate dall'analisi dinamica non lineare. L'approccio FME consente di limitare il numero di gradi di libertà e quindi di rappresentare la risposta di edifici in muratura complessi con un onere computazionale relativamente modesto. L'analisi statica non lineare consente di analizzare la struttura in tutte le fasi, partendo da quella iniziale in cui viene applicato il carico sismico, proseguendo e aumentando il carico per step successivi, in fine concludendo l'analisi quando la struttura arriva a rottura. Durante la fase incrementale del carico parte degli elementi della struttura passeranno dalla fase elastica alla fase plastica, aumentando ancora il carico ci sarà un ulteriore passaggio dalla fase plastica alla rottura, in questo contesto l'elemento si riterrà inefficace nei confronti delle azioni orizzontali, e sarà solo in grado di portare i carichi verticali. L'ultimo step di carico è determinato dal collasso della struttura.

E' interessante sottolineare come la curva che si ottiene dall'analisi statica non lineare è indipendente dal terremoto, in quanto si tratta di una caratteristica della struttura, funzione solo di geometria e caratteristiche di resistenza del materiale.

Per avere un'idea più chiara e diretta della curva di capacità e quindi semplificare ulteriormente il problema, questa viene linearizzata adottando un'approssimazione bilineare. Nel grafico di *figura 6* oltre alle due curve di capacità, quella calcolata per step successivi e quella bilineare, è riportata un ulteriore barra rossa che rappresenta lo spostamento minimo richiesto dalla normativa, se questo valore risulta minore al limite destro della curva che rappresenta lo spostamento fornito dalla struttura allora la struttura è verificate, se invece non si raggiunge lo spostamento minimo richiesto dalla normativa allora la struttura non è verificata e il programma 3Muri fornisce le informazioni circa le zone critiche in cui sarà necessario intervenire per migliorare il comportamento della struttura. Tramite questa analisi la verifica si ottiene in termini prestazionali, cioè di capacità della struttura di subire spostamenti superiori a quanto richiesto dalla norma.

7.1.5 Fasi di calcolo

Le operazioni necessarie per definire il modello geometrico, e le successive fasi di analisi e verifica possono essere riassunte nel seguente diagramma di flusso:

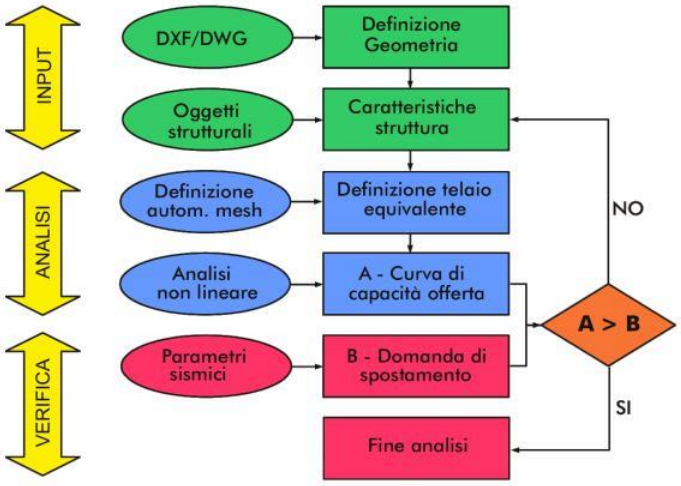


Figura 90. Flusso generale dei dati

7.2 Definizione preliminare del modello

7.2.1 Geometria e caratteristiche meccaniche della struttura

La fase iniziale consiste nella definizione del modello geometrico della struttura. Il primo ambiente in cui si lavora è quello grafico, grazie al quale è possibile introdurre le informazioni riguardanti: planimetria, oggetti strutturali con dimensioni e materiali, aperture e solai con i relativi carichi. La realizzazione della planimetria avviene tramite l'importazione di un file in grafica vettoriale (tipo dxf), rappresentante la pianta del rilievo architettonico della struttura oggetto di studio. Sfruttando il file dxf si procedere all'inserimento delle pareti che vengono tracciate lungo la linea media degli spessori murari che rappresentano gli elementi verticali.

Figura 91. Dxf importato da Autocad su 3Muri

Passando all'ambiente *struttura* è possibile attribuire le caratteristiche degli oggetti strutturali di riferimento, in particolare prima si definiscono e poi si assegnano le caratteristiche meccaniche dei materiali. In questa fase di definizione preliminare del modello, le proprietà iniziali della muratura sono state assunte con riferimento alle indicazioni fornite dalle NTC 2018 in particolare si è ipotizzata una muratura a conci sbozzati con paramento di limitato spessore e nucleo interno le cui caratteristiche meccaniche sono riassunte nella seguente tabella:

Tipologia di muratura	f_m (N/cm²) min-max	τ_0 (N/cm²) min-max	E (N/mm²) min-max	G (N/mm²) min-max	w (kN/m³)
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	110 155	3,5 5,1	1020 1440	170 240	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	150 200	5,6 7,4	1500 1980	250 330	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	80 120	2,8 4,2	900 1260	150 210	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	300 400	7,8 9,8	2340 2820	390 470	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	180 280	6,0 9,2	1800 2400	300 400	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	380 500	24 32	2800 3600	560 720	15
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	460 600	30,0 40,0	3400 4400	680 880	12
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2580 3300	430 550	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	2200 2800	440 560	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300 440	18,0 24,0	2700 3500	540 700	14

Figura 92. Testo integrato dell'Allegato 2. Edifici Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05

La figura seguente mostra le informazioni relative all'introduzione delle caratteristiche meccaniche della muratura

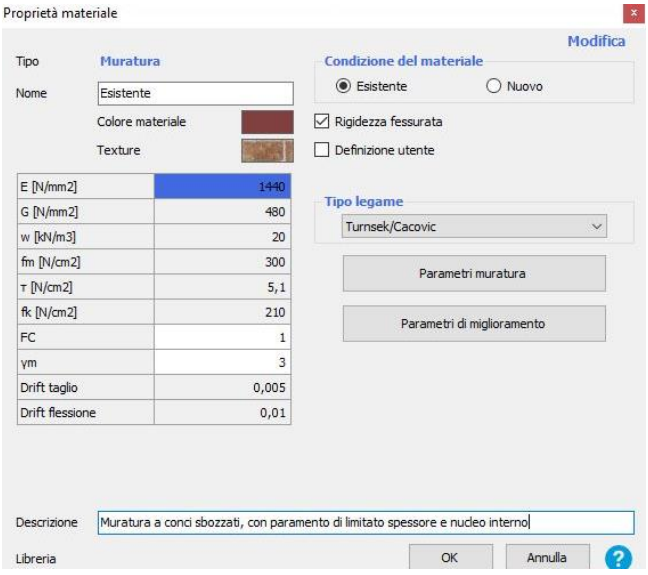


Figura 93. Input proprietà dei materiali

Le caratteristiche meccaniche appena definite vengono assegnate alla muratura, considerando che la struttura presenta diversi spessori murari, attraverso la finestra di definizione delle caratteristiche degli elementi strutturali. Quindi selezionata la parete d'interesse, il comando consente di attribuire a ciascuna di esse lo spessore e le caratteristiche meccaniche corrispondenti attraverso la seguente schermata di input:

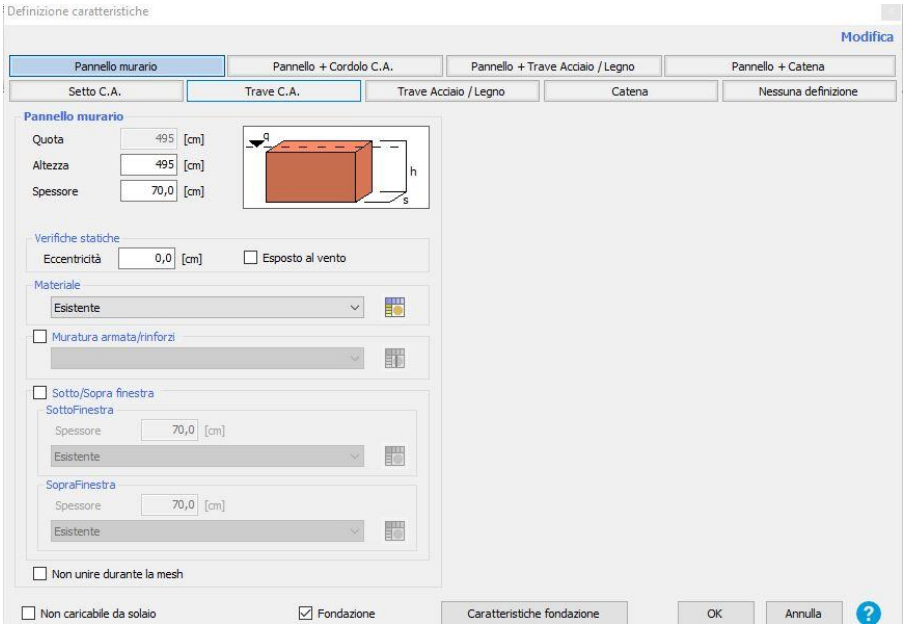


Figura 94. Input definizione pannelli murari

La fase successiva prevede l'inserimento delle aperture nelle pareti murarie in corrispondenza della loro reale posizione, con particolare attenzione alla distinzione tra le dimensioni in altezza (h_1 ed h_2) ad alle differenti estensioni (a) di finestre e porte.

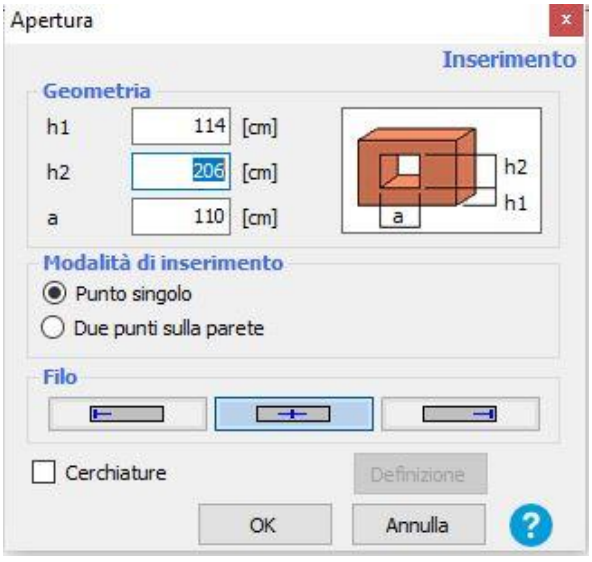


Figura 95. Input definizione aperture

L'inserimento del solaio avviene tramite specifico comando presente nell'ambiente *struttura*, che richiama una tendina da cui è possibile scegliere le tipologie di solaio più ricorrenti. La struttura oggetto di studio presenta diversi tipi di solaio, che sono inseriti nel modello tramite i seguenti comando di input:

- *definizione utente*, per i solai aventi particolari caratteristiche e non rispondenti alle possibili tipologie proposte dal programma, in questo caso la schermata d'input richiede i valori di carico permanente strutturale e non strutturale ed i valori di carico variabile i quali sono stati *calcolati nel capitolo relativo all'analisi dei carichi.* Nella tendina sono richiesti i moltiplicatori dei carichi secondo quanto richiesto dalla norma. È necessario inserire i dati del modulo elastico lungo x e lungo y già calcolati nel paragrafo relativo alle *rigidezze equivalenti dei solai*. Infine è richiesta la percentuale di scarico delle masse lungo le due direzioni. Di seguito si riporta un esempio riguardante l'inserimento di tali valori per un solaio tipo in legno:

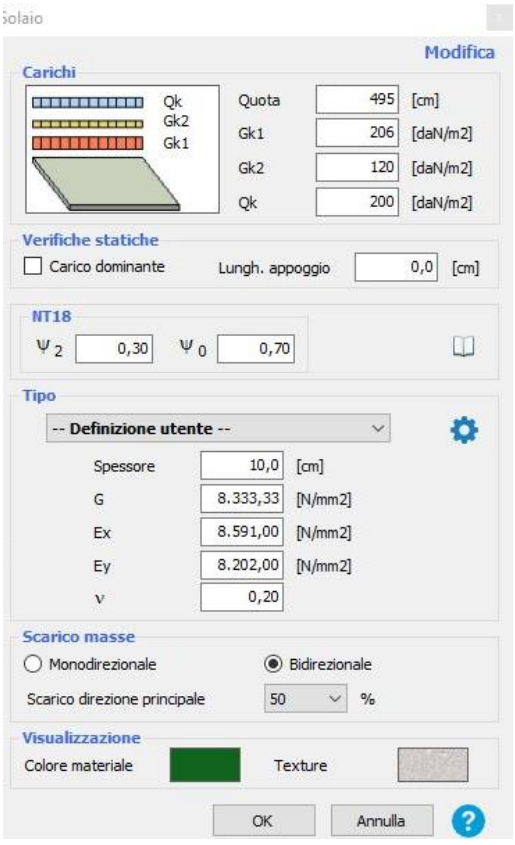


Figura 96. Input Solaio

- nel caso delle volte come dati di ingresso sono state inserite le caratteristiche geometriche della volta e il valore dei carichi permanenti strutturali e non strutturali e di quelli variabili, invece il valore delle rigidezze viene definito in automatico dal programma.

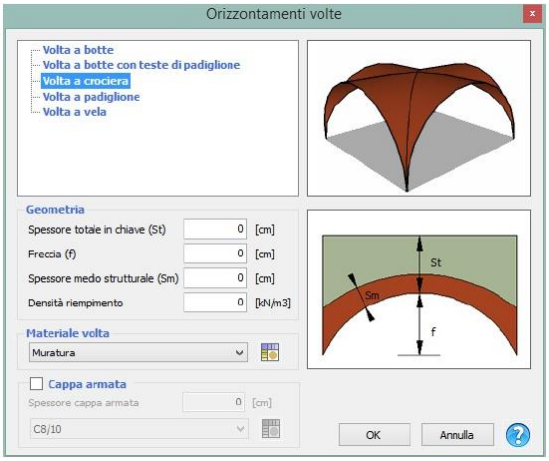


Figura 97. Input definizione volte

La copertura è considerata come elemento non strutturale, quindi si ritiene trascurabile la resistenza e la rigidezza di tale elemento facendo in modo che non entri in gioco nel momento della creazione della mesh ma venga considerata come carico applicato alla struttura sottostante. Con quest'assunzione la copertura è considerata come un sistema a bassa rigidezza a cui non viene affidata alcuna portanza sismica. Anche in questo caso nella fase di definizione della falda sono inseriti i carichi permanenti strutturali e non strutturali, ed i carichi variabili i quali sono stati definiti nel capitolo relativo all'analisi dei carichi.

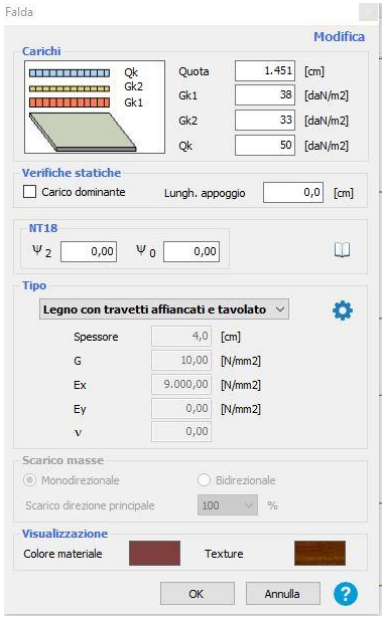


Figura 98. Input falda

Ripetendo le stesse considerazioni per tutti i livelli della struttura, si definisce tutto il modello geometrico e meccanico della stessa. Il programma inoltre fornisce una visione in 3d permettendo un chiaro riscontro grafico di ciò che si è creato.

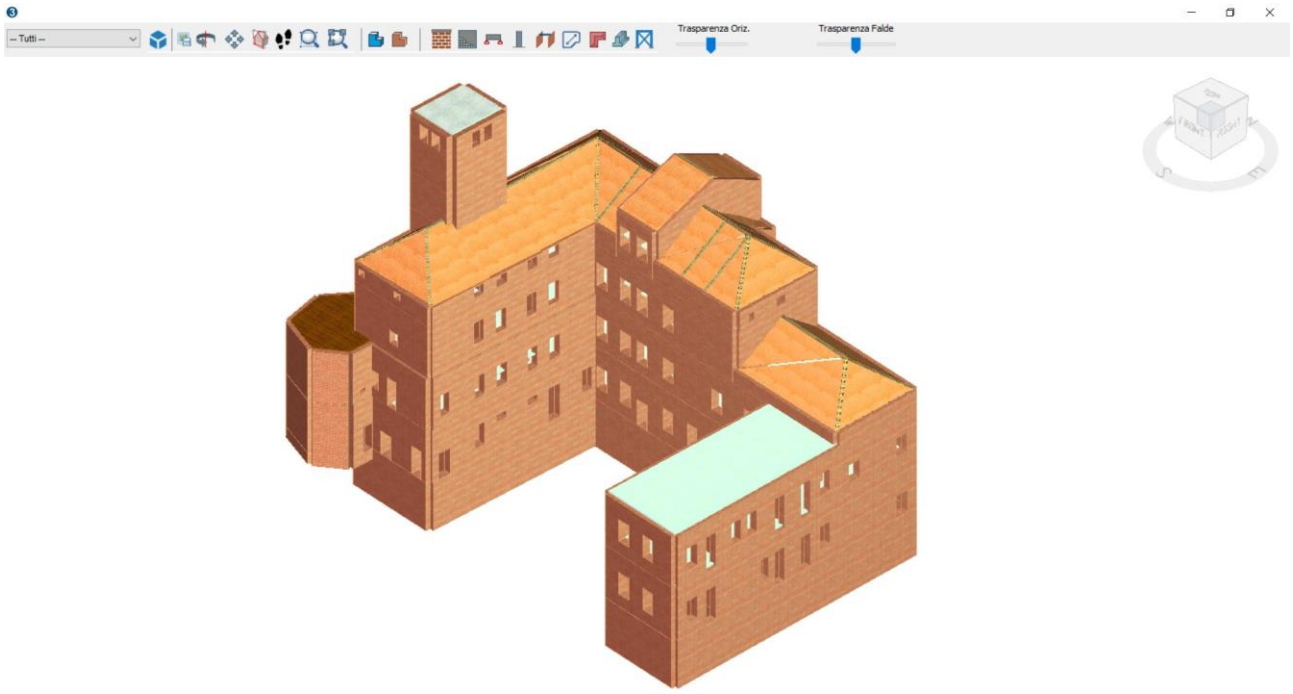


Figura 99. Modello geometrico vista Sud-Est

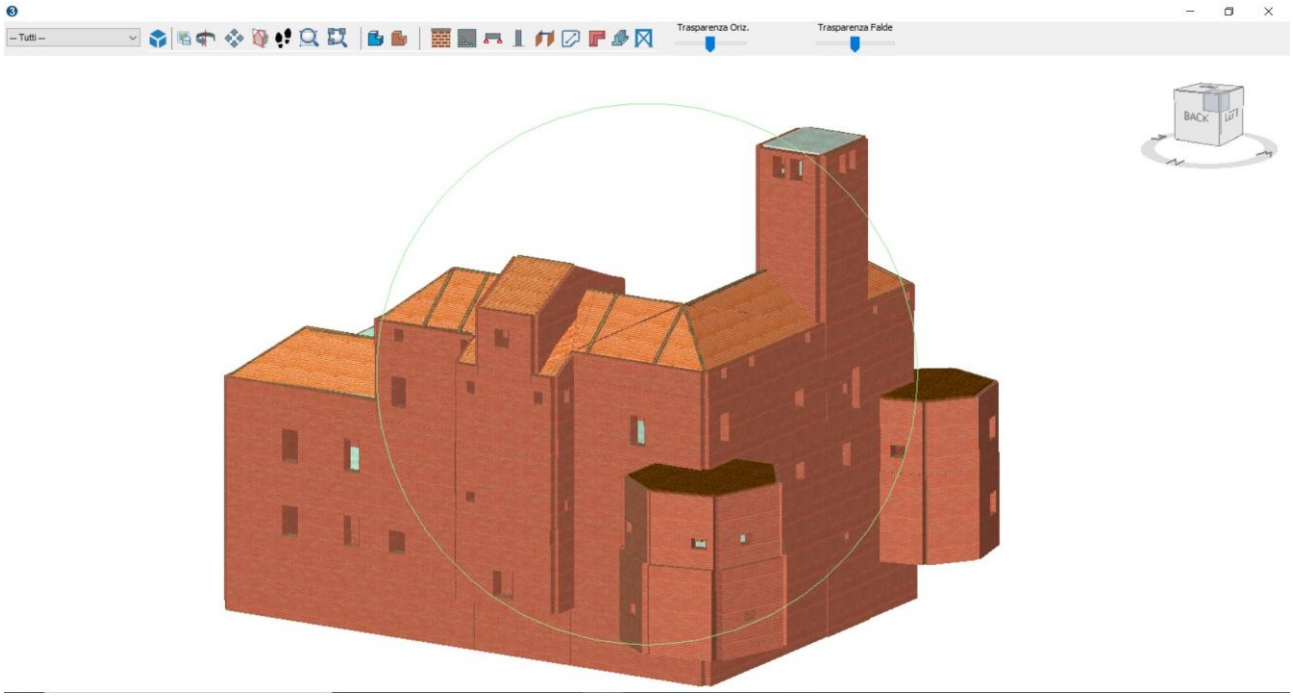


Figura 100. Modello geometrico vista Nord-Ovest

Prima di procedere alla fase di creazione della mesh, il programma è dotato di una procedura automatica che controlla che siano soddisfatte le regole base di creazione del modello. Dal comando *strumenti* è possibile eseguire le verifiche riportate in figura:

Figura 101. Verifiche per il soddisfacimento delle regole base di creazione del modello

7.2.2 Scelte progettuali

Prima di procedere con la definizione della mesh è bene chiarire le scelte progettuali adottate per semplificare il modello rimanendo il più possibile fedeli alle reali caratteristiche della struttura:

- Le coperture sono state inserite all'interno del modello considerandole come elementi non strutturali, per tanto non contribuiranno alla definizione della mesh e durante la fase del calcolo verranno considerate come un sistema a bassa rigidezza.

- Il programma 3Muri non consente la modellazione delle scale, per tanto per tenere in conto della loro presenza si è scelto di inserire un solaio equivalente avente bassa rigidezza, a cui vengono assegnati i reali carichi permanenti strutturali e non strutturali, ed i carichi variabili di competenza delle scale. Il solaio così definito non è stato inserito in corrispondenza del livello di piano ma ad un'altezza corrispondente al livello medio di piano.

- La struttura oggetto di studio è costituita da varie tipologie di solaio. Una di queste oltre ad avere un solaio in legno composto da un tavolato e da travetti, presenta degli arconi di dimensioni significative ma non coevi con l'impianto originale. Tali arconi sono stati considerati nell'analisi dei carichi con un carico equivalente al loro peso inserito in corrispondenza della parete su cui poggiano. La rigidezza assiale è stata

sommata alle rigidezze assiali degli altri elementi che lavorano nella stessa direzione dell'arco.

- La struttura in corrispondenza del prospetto Ovest presenta un avancorpo con delle scale di accesso senza importanza strutturale. Lo stesso è stato inserito nel modello in termini di carico equivalente.
- Le coperture delle torri minori, della torre principale e dell'ala Est del castello sono state modellate come se fossero dei solai a cui sono stati assegnati i reali carichi di competenze, questo perché si è ritenuto utile non appesantire il modello con elementi non necessari al fine dell'analisi globale dello stesso.

7.2.3 Definizione della Mesh

Definita la geometria strutturale dell'edificio, come assemblaggio di pannelli murari, l'algoritmo riconosce le connessioni tra di essi e provvede ad identificare automaticamente maschi, fasce e nodi. Il programma permette la determinazione automatica del telaio equivalente suddividendo i pannelli murari in elementi rigidi, maschi, definendo così la mesh della struttura. Dall'area grafica dell'ambiente analisi, cliccando sulla parete di interesse viene visualizzato il prospetto della relativa mesh. Nel caso di pareti che presentano aperture non regolari e pertanto risulta più difficile la schematizzazione in fasce e maschi murari è stato opportuno operare manualmente per modificare la mesh creata in automatico dal programma utilizzando l'ambiente dedicato alla modifica della mesh. Quindi ad esempio considerando la mesh della parete1, è possibile notare come questa sia stata creata senza individuare delle fasce che risultano importanti per la definizione del telaio equivalente, per tanto agendo dall'ambiente di modifica mesh sono state apportate le opportune modifiche

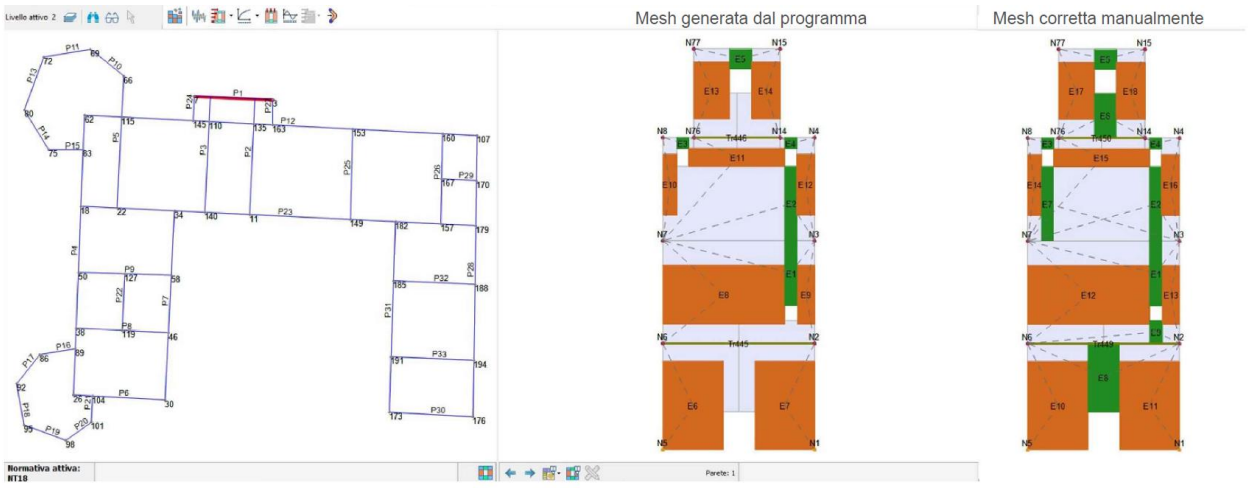


Figura 102. Mesh parete 1, generata dal programma e corretta manualmente

Nella parete 12, si è verificato un altro tipo di incongruenza nella creazione della mesh, legata al fatto che sono stati creati due maschi adiacenti per la stessa parete muraria il che porta a definire un telaio equivalente non corretto, pertanto anche in questo è stato necessario un intervento manuale che ha riguardato l'eliminazione di un maschio murario e la ridefinizione in termini geometrici del maschio murario restante

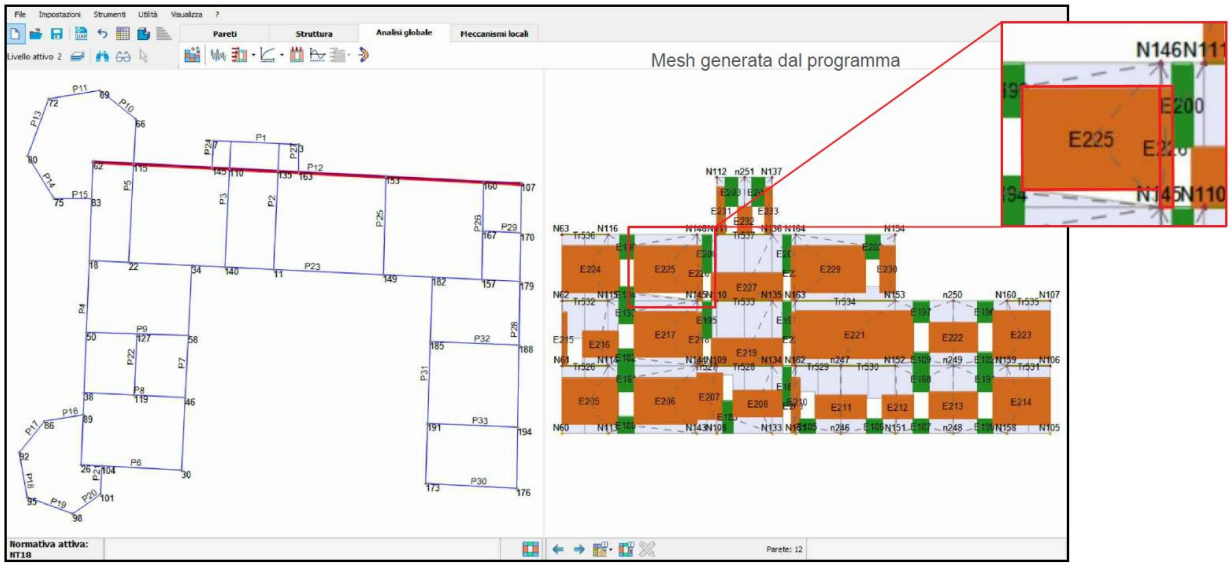


Figura 103. Mesh parete 12 generata dal programma

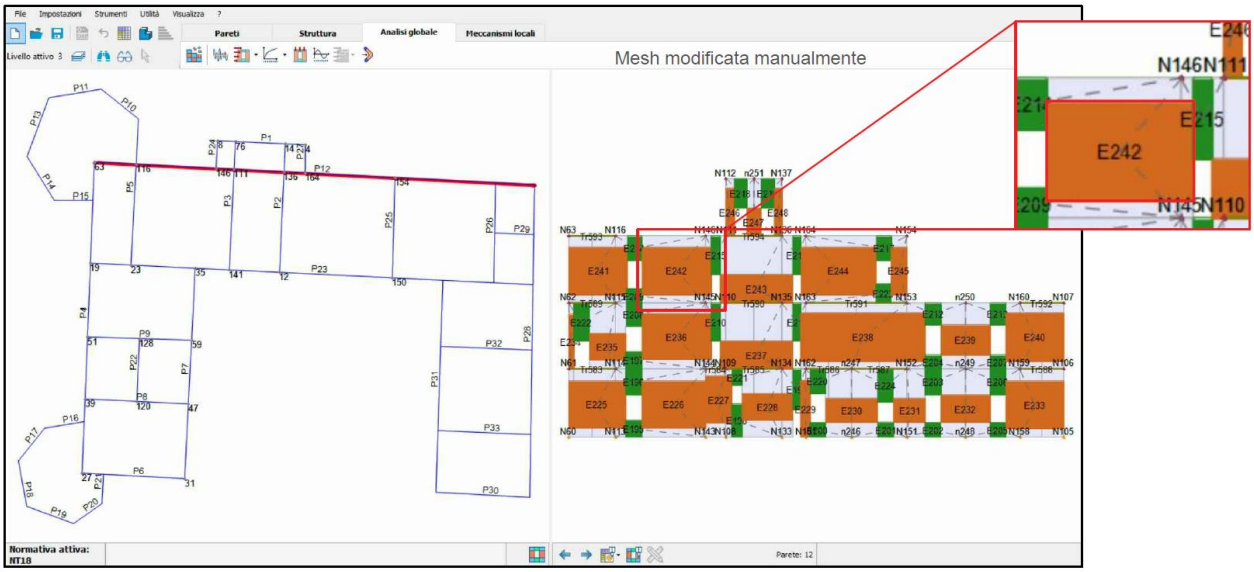


Figura 104. Mesh parete12 corretta manualmente

Queste modifiche sono state eseguite in tutte quelle pareti che presentavano irregolarità geometriche o la cui mesh aveva dei difetti, ottenendo la seguente mesh finale:

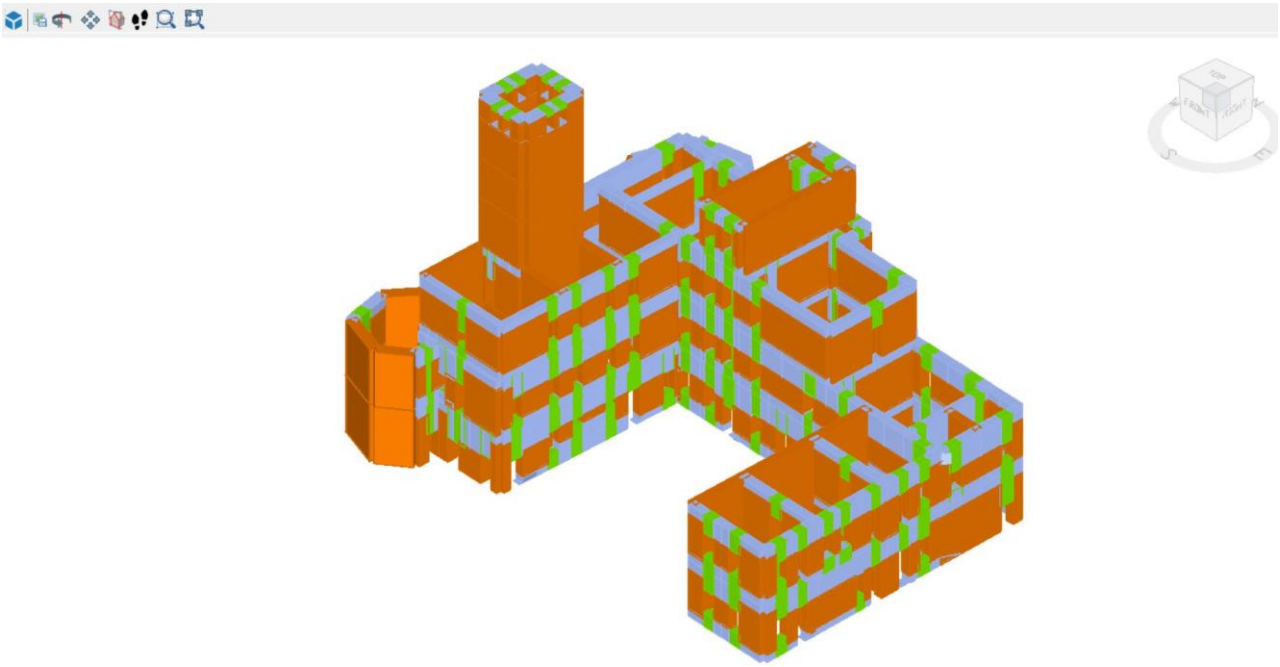


Figura 105. Mesh vista Sud-Est

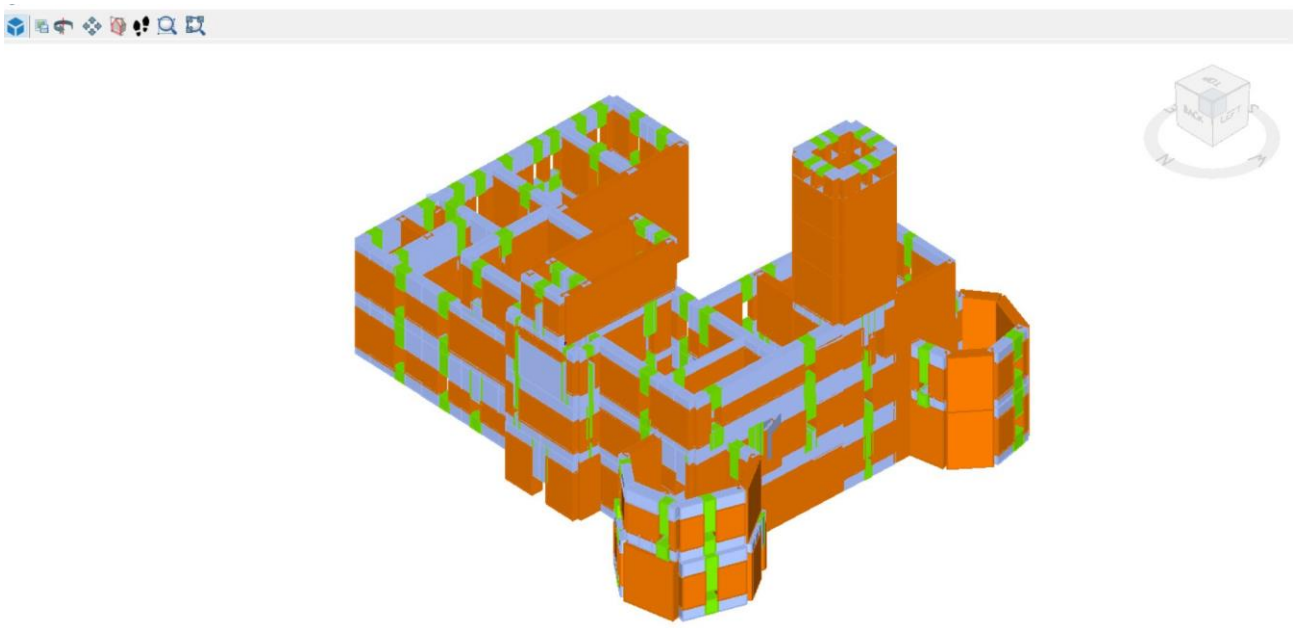


Figura 106. Mesh vista Nord-Ovest

7.3 Aggiornamento del modello

Oggigiorno l'aggiornamento del modello è una procedura comune sia per la valutazione ma anche per l'accertamento del danno per gli edifici in muratura appartenenti al patrimonio culturale. Le difficoltà intrinseche in questa procedura, che in genere riguardano l'eterogeneità del materiale, le incertezze relative alle condizioni al contorno, passano in secondo piano se si considera il vantaggio di essere in grado di monitorare e sintonizzare il modello con indicatori globali del sistema fisico. Sebbene questo tipo di approccio può portare a maggiori incertezze per i valori locali di quantità fisiche, minimizza le incertezze della risposta complessiva del sistema. (Rosario Ceravolo 2016)

Per l'aggiornamento del modello è stata indispensabile un'analisi preliminare di sensibilità per determinare i parametri che più influenzano il comportamento dinamico della struttura. Il parametro fisico individuato è il Modulo Elastico delle murature, in particolare si è notato che variando tale valore alle murature del corpo centrale del castello, alle rotonde a Nord e a Sud ed alla torre centrale viene influenzato notevolmente il comportamento dinamico dell'intera struttura. Si è considera l'intera struttura come composta da questi tre macro elementi e sulla base dei parametri meccanici individuati tramite la rielaborazione dei risultati della campagna di indagine sperimentale, è stato definito un *range* di variazione del modulo elastico per questi tre macro elementi.

La fase di calibrazione è svolta attraverso dei cicli iterativi: ad ogni ciclo è assegnato un valore del modulo Elastico ai tre macro elementi ed è stata eseguita un'analisi modale da confrontare con l'analisi modale sperimentale. Le iterazioni si sono ritenute concluse quando i valori dei parametri modali nonché le relative forme modali si sono avvicinati a quelli derivanti dall'analisi modale sperimentale, arrivando alla definizione di rigidezze dei macro elementi individuati coerenti con il comportamento fisico misurato. In particolare per il corpo centrale del castello è stato individuato un modulo di Young pari a 800 MPa, per le rotonde laterali a Nord e a Sud un modulo elastico pari a 1118 MPa, e per la Torre quadrata una rigidezza pari a 1223 MPa.

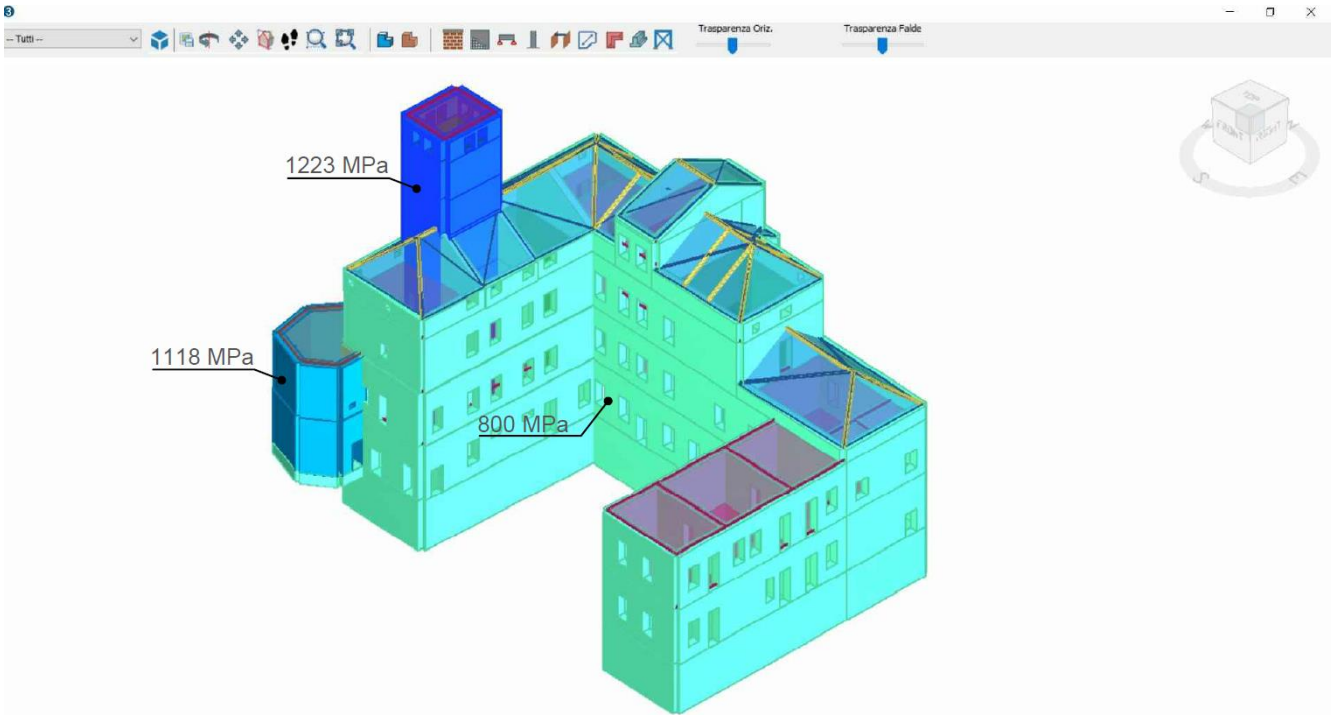


Figura 107. Modello aggiornato vista Sud-Est

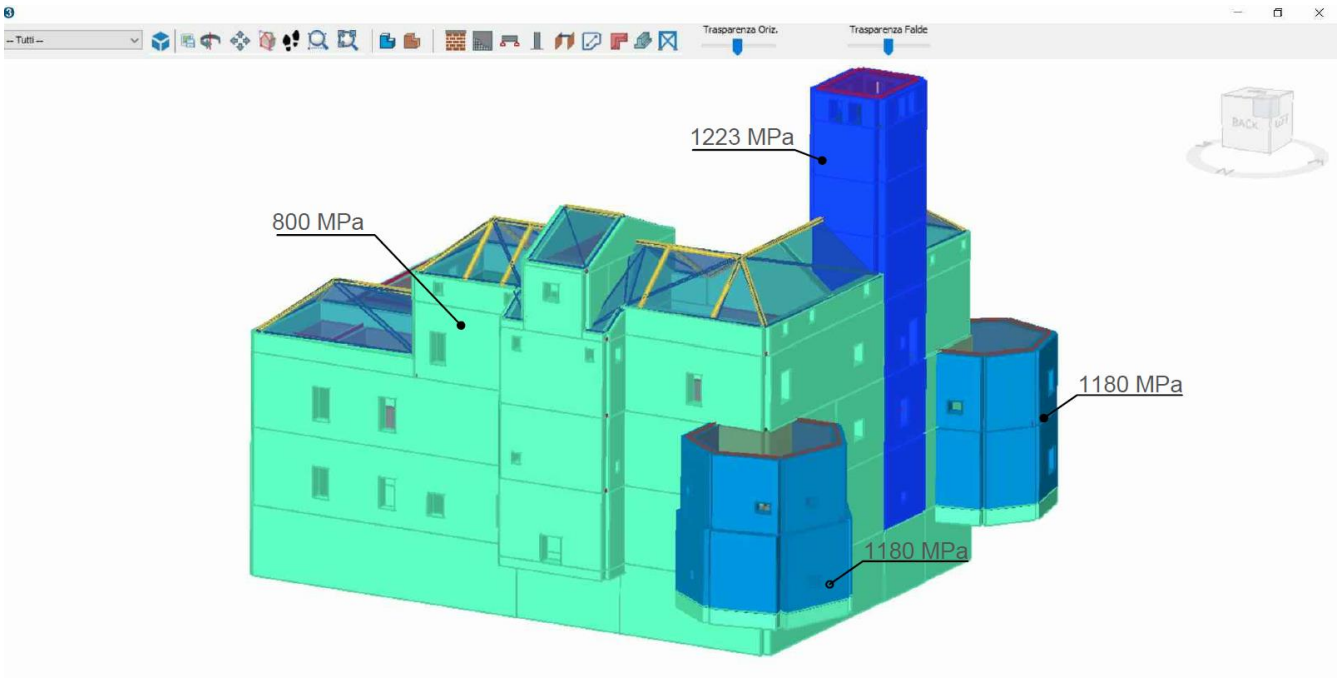


Figura 108. Modello Aggiornato vista Nord-Ovest

Confrontando le forme modali ottenute dalla calibrazione del modello con quelle relative all'analisi modale sperimentale si può affermare che il modello ricopia sufficientemente i risultati sperimentali, pertanto i primi modi, che corrispondono a quelli di maggiore interesse sismico, sono accuratamente riprodotti dal modello. Nel seguito si riportano prima i risultati relativi all'analisi modale del modello non calibrato e poi i risultati del modello calibrato in termini di periodo, frequenza e forme modali.

Attivo in pushover		Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
☑	☑	1	0,51219	1.956.564	28,62	2	0,00	66	0,00
☑	☑	2	0,43049	3.958	0,06	2.791.757	40,83	177	0,00
☑	☑	3	0,31611	73.967	1,08	1.373.529	20,09	1.050	0,02
☑	☑	4	0,30435	1.972.098	28,85	511.563	7,48	124	0,00
☑	☑	5	0,30225	1.101.917	16,12	208.859	3,05	225	0,00
☑	☑	6	0,25302	53	0,00	117.842	1,72	1.121	0,02
☑	☑	7	0,22686	13.132	0,19	68.313	1,00	0	0,00
☑	☑	8	0,21045	820.070	12,00	95.830	1,40	49	0,00
☑	☑	9	0,19738	12.606	0,18	201.301	2,94	0	0,00
☑	☑	10	0,18376	4.284	0,06	423.303	6,19	1	0,00

Mx totale 87,16 [%] My totale 84,72 [%]

Figura 109. Risultati analisi modale modello non calibrato

Attivo in pushover		Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
☑	☑	1	0,47305	2.199.430	31,17	2.766	0,04	51	0,00
☑	☑	2	0,39661	809	0,01	3.246.889	46,02	279	0,00
☑	☑	3	0,29795	43.957	0,62	1.460.245	20,70	719	0,01
☑	☑	4	0,28974	2.153.468	30,52	56.669	0,80	8	0,00
☑	☑	5	0,27310	581.599	8,24	197.550	2,80	1.287	0,02
☑	☑	6	0,23470	8.208	0,12	30.743	0,44	555	0,01
☑	☑	7	0,22775	788.536	11,18	9.831	0,14	264	0,00
☑	☑	8	0,21247	229.881	3,26	455.145	6,45	293	0,00
☑	☑	9	0,19135	16.564	0,23	4	0,00	72	0,00
☑	☑	10	0,18133	33.704	0,48	731.586	10,37	386	0,01

Mx totale 85,84 [%] My totale 87,76 [%]

Figura 110. Risultati analisi modale modello calibrato

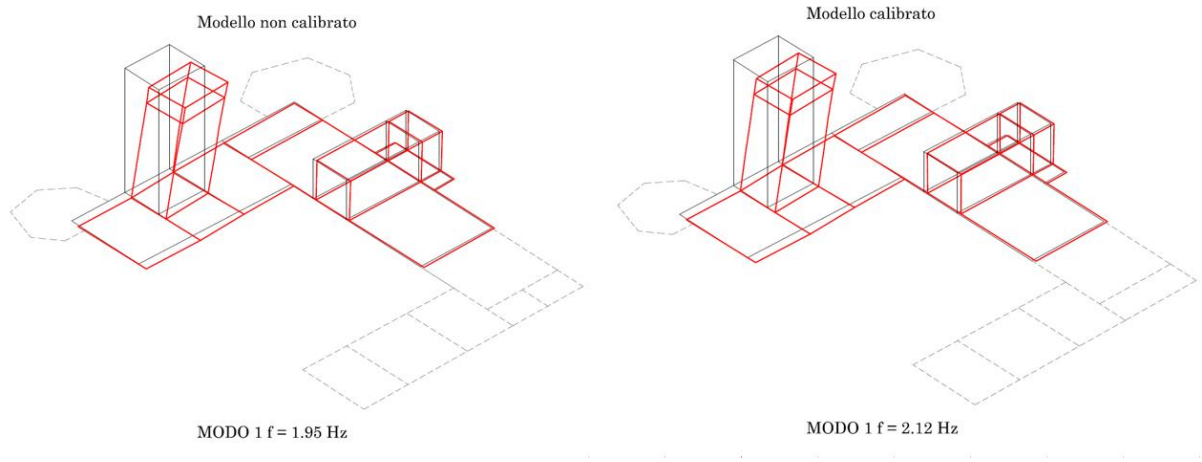


Figura 111. Confronto forme modali modello non calibrato e modello calibrato. Modo 1

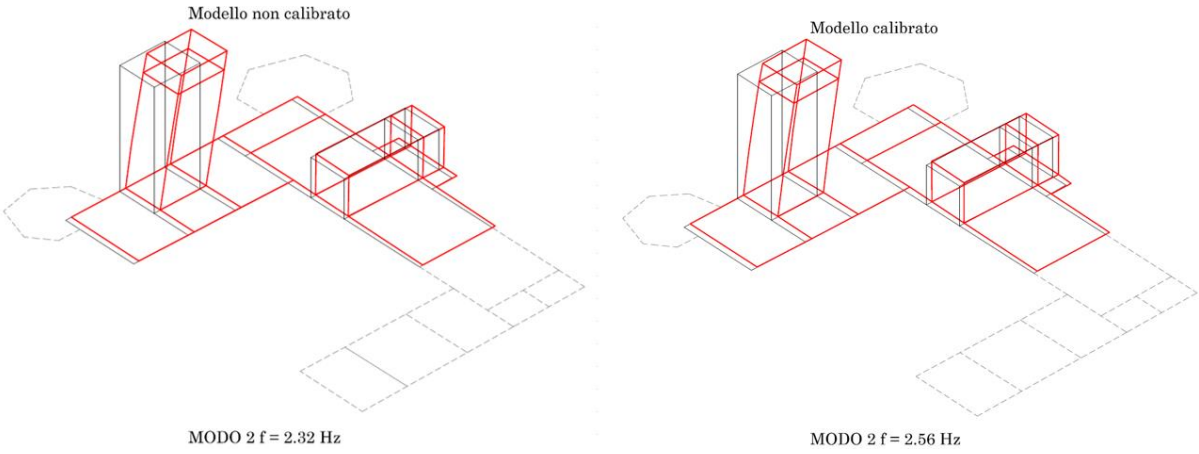


Figura 112. Confronto forme modali modello non calibrato e modello calibrato. Modo 2

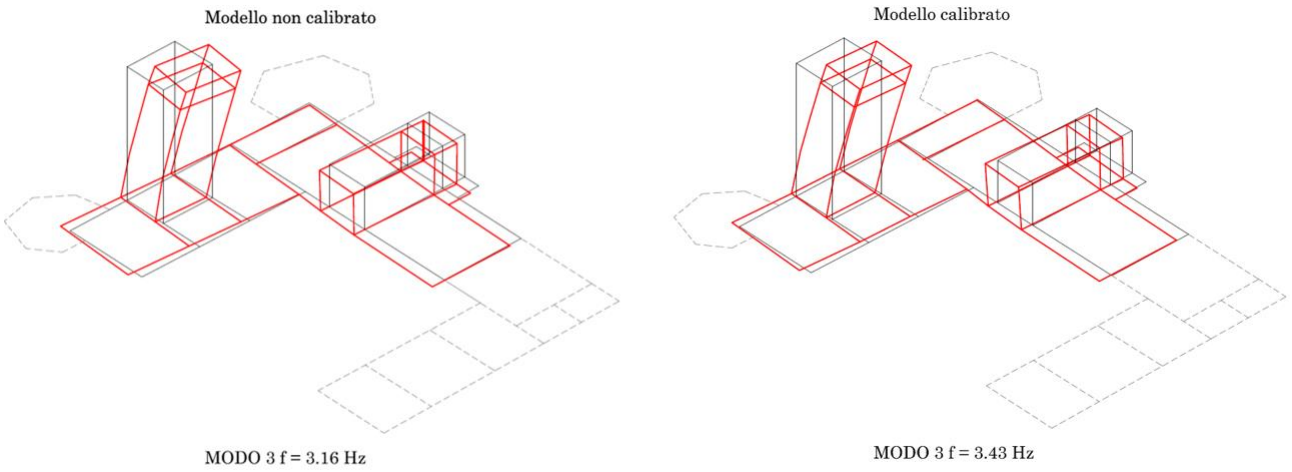


Figura 113. Confronto forme modali modello non calibrato e modello calibrato. Modo 3

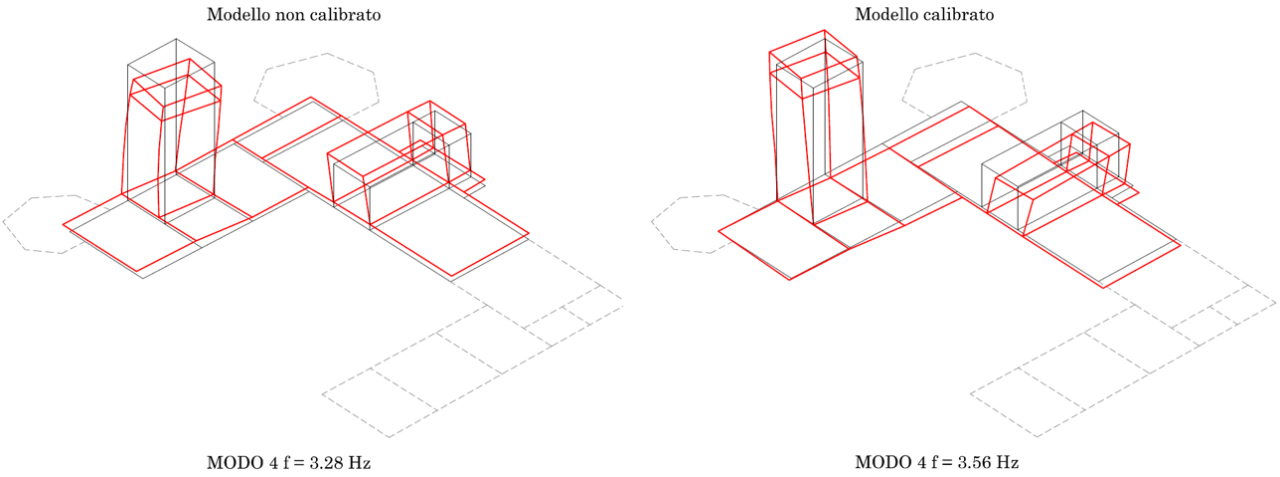


Figura 114. Confronto forme modali modello non calibrato e modello calibrato. Modo 4

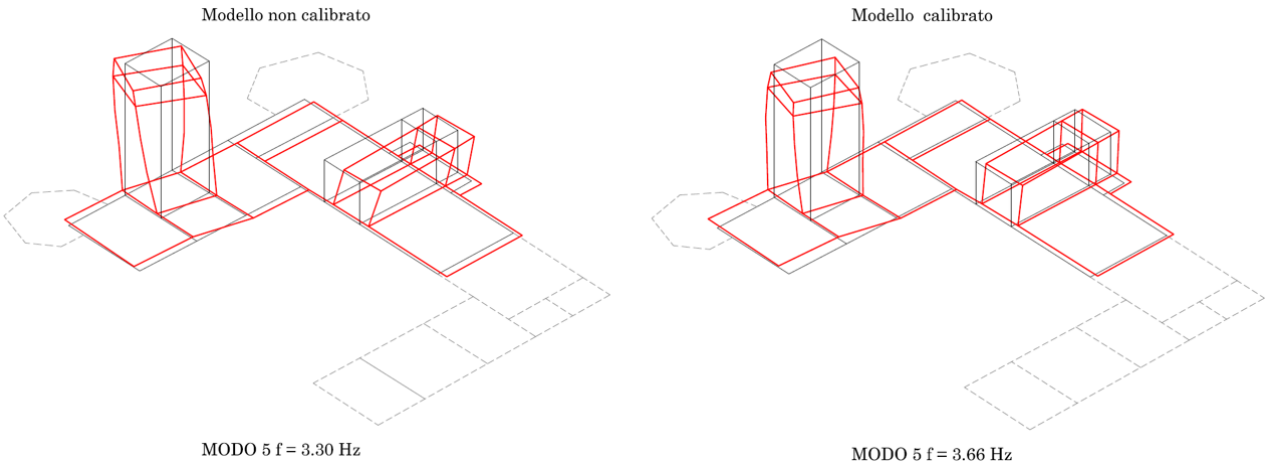


Figura 115. Confronto forme modali modello non calibrato e modello calibrato. Modo 5

È interessante aggiungere un ulteriore confronto, stavolta relativo alle forme modali dell'analisi modale sperimentale con le forme modali del modello aggiornato, così da validare la procedura di calibrazione eseguita

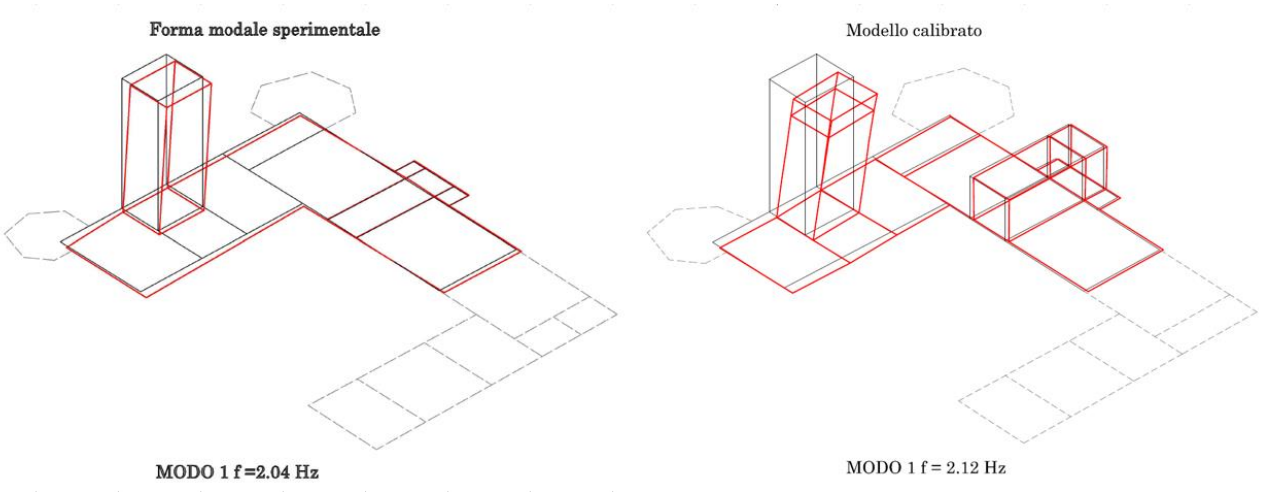


Figura 116. Confronto forme modali modello sperimentale e modello calibrato. Modo 1

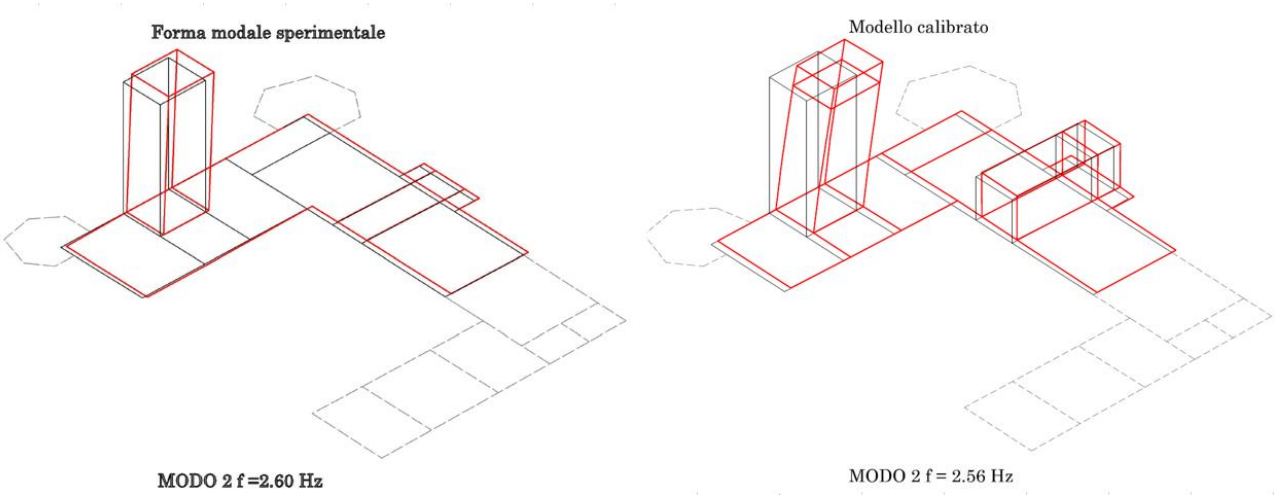


Figura 117. Confronto forme modali modello sperimentale e modello calibrato. Modo 2

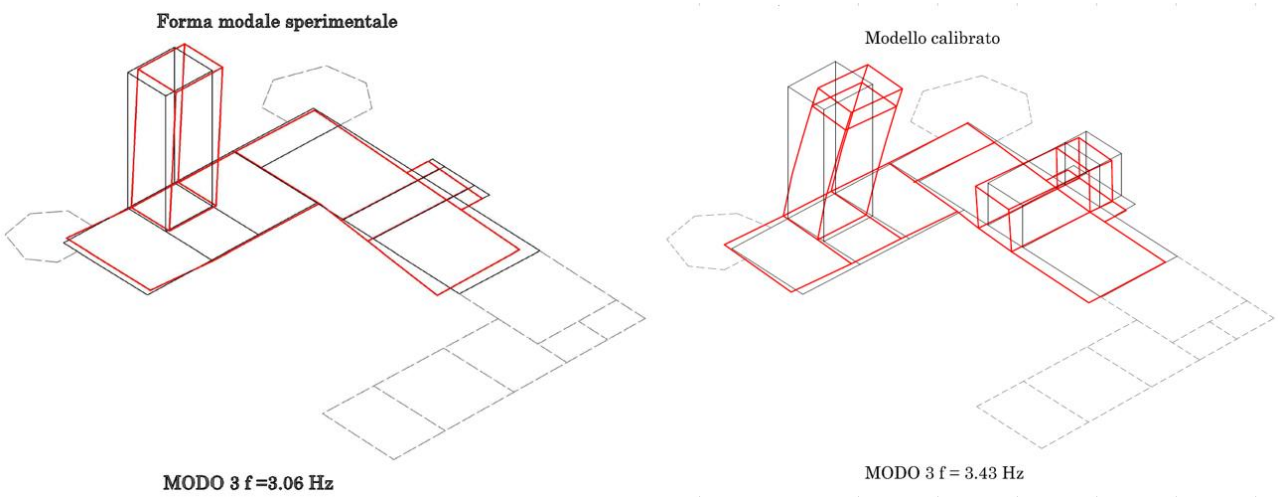


Figura 118. Confronto forme modali modello sperimentale e modello calibrato. Modo 3

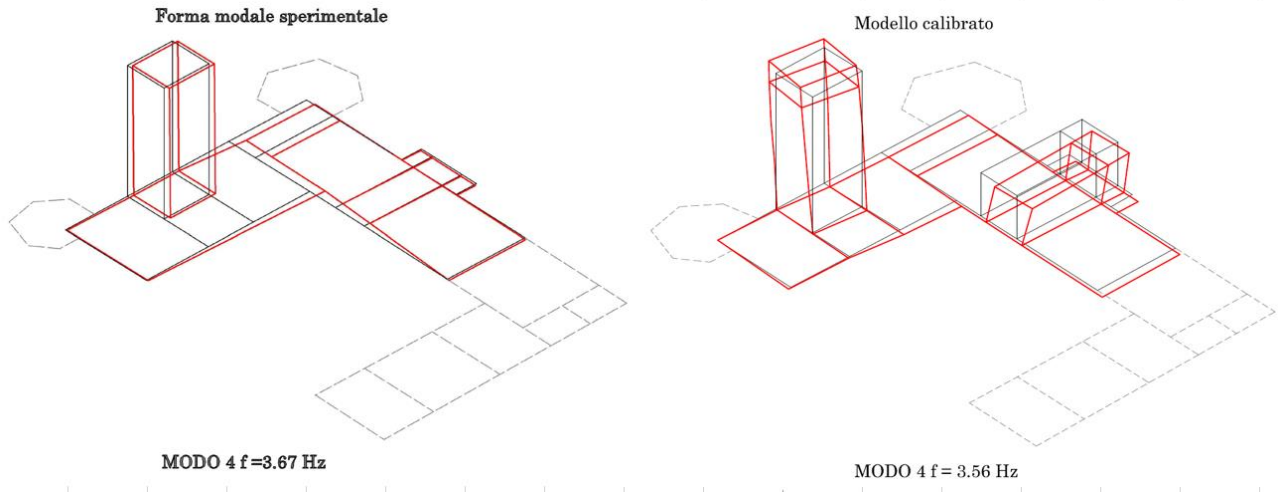


Figura 119. Confronto forme modali modello sperimentale e modello calibrato. Modo 4

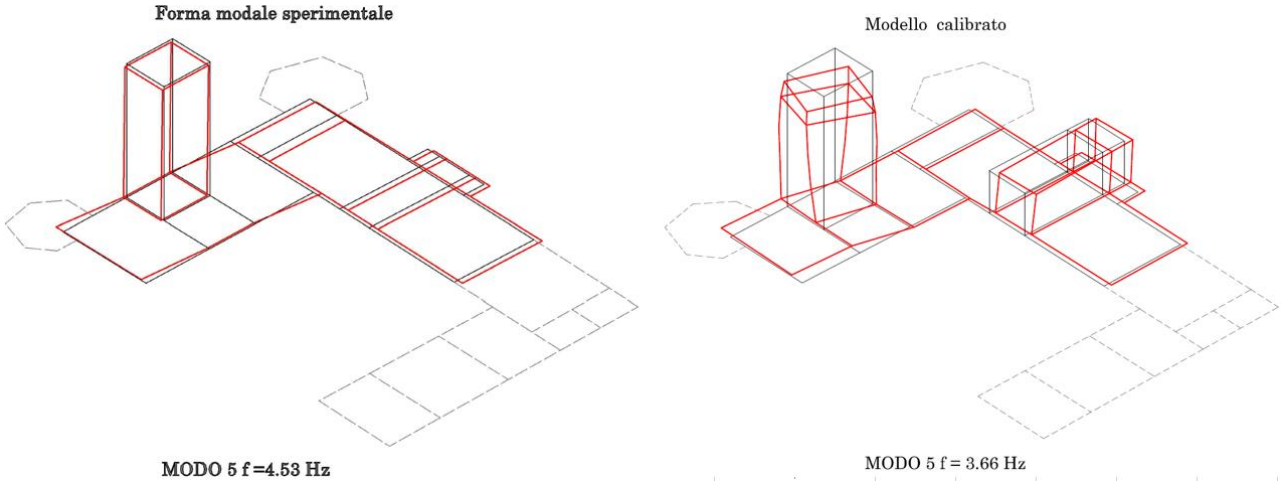


Figura 120. Confronto forme modali modello sperimentale e modello calibrato. Modo 5

8 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH-OVER) E VALUTAZIONE INDICE DI VULNERABILITA'

La vulnerabilità sismica di una struttura è definita da un indice di vulnerabilità che mette in relazione la capacità di resistenza della struttura e la richiesta in termini di resistenza o spostamento del sisma. Una stima accurata della vulnerabilità sismica globale di una struttura viene conseguita mediante l'esecuzione di calcoli strutturali coerenti con i metodi di analisi previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.
In particolare i metodi di analisi che è possibile adottare per gli edifici esistenti in muratura appartenenti al patrimonio culturale sono i seguenti:

- Analisi statica lineare
- Analisi dinamica modale
- Analisi statica non lineare
- Analisi dinamica non lineare

L'*analisi statica lineare* è una verifica in campo elastico in cui l'azione sismica di riferimento al suolo viene ridotta attraverso un fattore di struttura. Questo tipo di analisi è applicabile solo se la struttura rispetta determinati principi di regolarità geometrica. I moduli elastici a cui bisogna fare riferimento sono quelli corrispondenti a materiali fessurati.
L'*analisi dinamica modale* segue un modello elastico lineare, risulta indispensabile eseguire questa analisi quando si vogliono valutare i modi principali di vibrazione in ciascuna direzione al fine di determinare una valida distribuzione di forze da adottare nell'analisi statica lineare. Si può affermare che ad un'analisi modale, basata cioè su quantità generalizzate come sono i modi di vibrare, corrisponda una modellazione più accurata e realistica del comportamento strutturale globale e quindi della collaborazione tra i diversi elementi strutturali.
L'*analisi statica o cinematica non lineare* confronta la capacità di spostamento allo stato limite ultimo della struttura con lo spostamento richiesto dal terremoto. Tale analisi viene eseguita sul modello globale della struttura o su modelli di sottostrutture operando verifiche locali. Nel caso dell'analisi statica non lineare, la curva di capacità della struttura può essere derivata dal legame forza-spostamento generalizzato, ottenuto attraverso un'analisi incrementale, utilizzando legami costitutivi non lineari e, se necessario, considerando la non linearità geometrica. L'analisi consiste nell'applicare i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali, che vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, fino al

raggiungimento delle condizioni ultime (Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008 capitolo 5.2).

Infine l'*analisi dinamica non lineare* richiede l'utilizzo di almeno tre accelerometri che siano compatibili con lo spettro di risposta corrispondente al tipo si sottosuolo e se si decide di eseguire questo tipo di analisi bisogna necessariamente eseguire a supporto di questa anche un'analisi statica non lineare necessaria ad individuare la capacità di spostamento ultimo della struttura.

L'analisi scelta per l'edificio oggetto di studio è l'analisi statica non lineare (push-over) il cui sviluppo porterà alla definizione dell'indice di vulnerabilità della struttura.

8.1 Definizione dell'azione sismica

L'analisi statica non lineare è stata condotta mediante il software 3Muri (S.T.A. data). La fase preliminare di tale analisi prevede la definizione dell'azione sismica che dipende dall'ubicazione dell'opera. In particolare inserendo come parametro di input il comune in cui è sito l'edificio, il programma determina in automatico le coordinate geografiche del sito, in termini di latitudine e longitudine, e facendo riferimento al reticolo definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche, ricava i parametri di pericolosità sismica necessari per la definizione dello spettro di risposta. In questa fase viene definita anche la vita nominale dell'opera V_n, che in accordo a quanto definito nelle NTC 2018 relativamente alle opere ordinarie è di 50 anni e la classe d'uso dell'edificio in cui ricade la struttura che sempre con riferimento alle NTC 2018 è II.

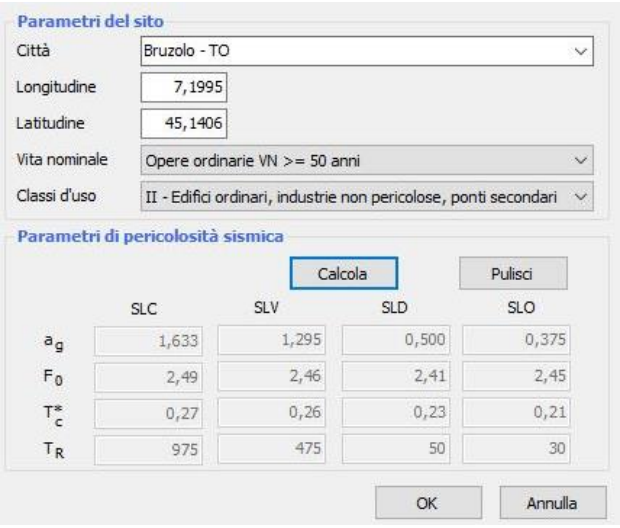


Figura 121. Definizione parametri del sito

I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T'_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi valori sono definiti per un periodo di ritorno assegnato, che nel caso in esame è di 50 anni.

In questa fase è richiesta anche la classe di sottosuolo e la categoria topografica, informazioni indispensabili ai fini del calcolo degli spettri di risposta, le quali sono state ricavate dalle prove geologiche eseguite in sito. La figura che segue riassume i parametri necessari per la definizione degli spettri di risposta nei quattro stati limite:

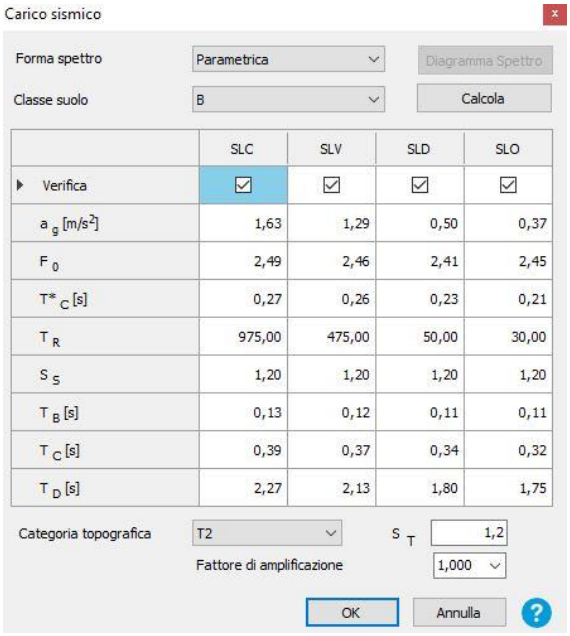


Figura 122. Definizione spettri di risposta

8.2 Analisi statica non lineare

L'analisi push-over valuta la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche sottoponendola ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso della stessa. Nello specifico con tale metodologia di analisi si applicano in maniera incrementale, ad un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali e con comportamento non lineare del materiale, particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali,

le quali hanno il compito di 'spingere' in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. Il risultato dell'analisi è la definizione della curva di capacità che modella l'evoluzione dell'edificio in termini di spostamento al modificarsi del grado di sollecitazione. Alla fine dell'analisi la verifica globale è condotta controllando che la domanda in spostamento sia inferiore alla capacità in spostamento.

Secondo le richieste normative l'analisi statica non lineare valuta la risposta della struttura soggetta ad un sistema di forze verticali, quindi i pesi propri e i sovraccarichi, ed una distribuzione di forze orizzontali crescenti che vengono applicate all'altezza dei solai di piano secondo due distinte distribuzioni, una distribuzione proporzionale alle Forze statiche e una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione. (NTC 2018)

Le forze statiche orizzontali, sono applicate sia in corrispondenza dei baricentri di massa dei solai sia rispetto a dei punti che sono spostati di ± 5% rispetto ai baricentri di massa dei solai per tenere in conto dei valori di eccentricità accidentali. Il numero di analisi statiche non lineari da effettuare corrisponde a 24.

In questa fase bisogna scegliere rispetto a quella nodo condurre l'analisi, la scelta di tale nodo è molto importante perché rappresenta il punto rispetto al quale si calcola lo spostamento per il tracciamento della curva di capacità. Sulla base delle indicazioni fornite dalla Norma, il nodo di controllo è stato scelto in corrispondenza dell'ultimo livello, (senza tenere in conto della presenza dei livelli riferiti alla torre quadrata) e coincidente con il centro massa del rispettivo livello.

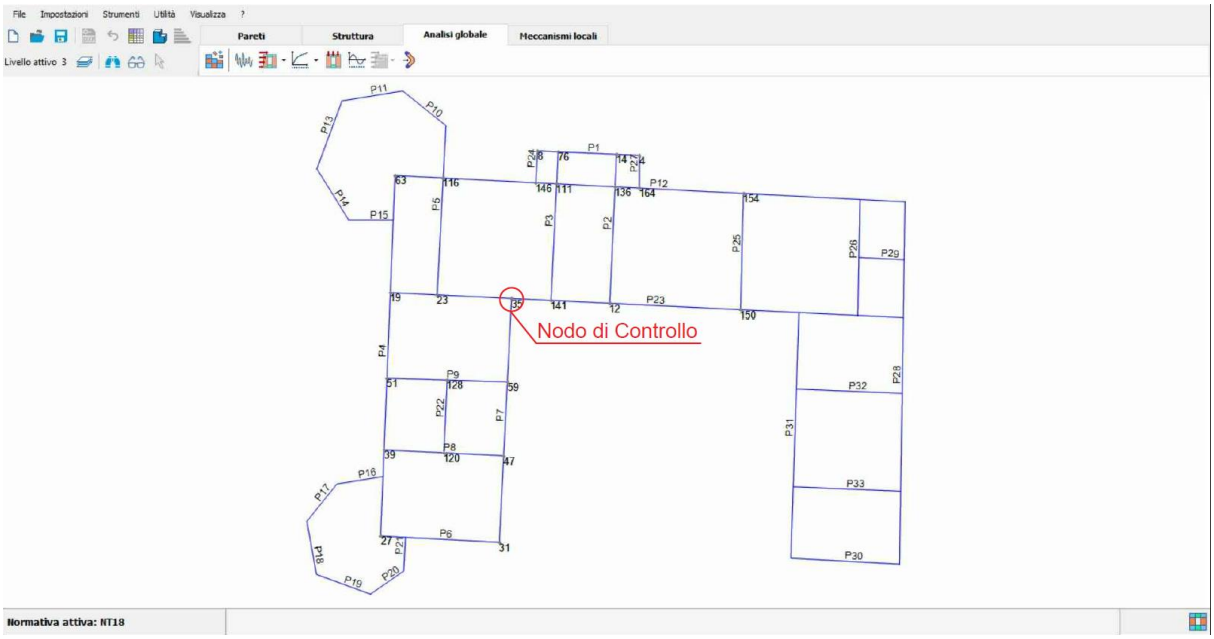
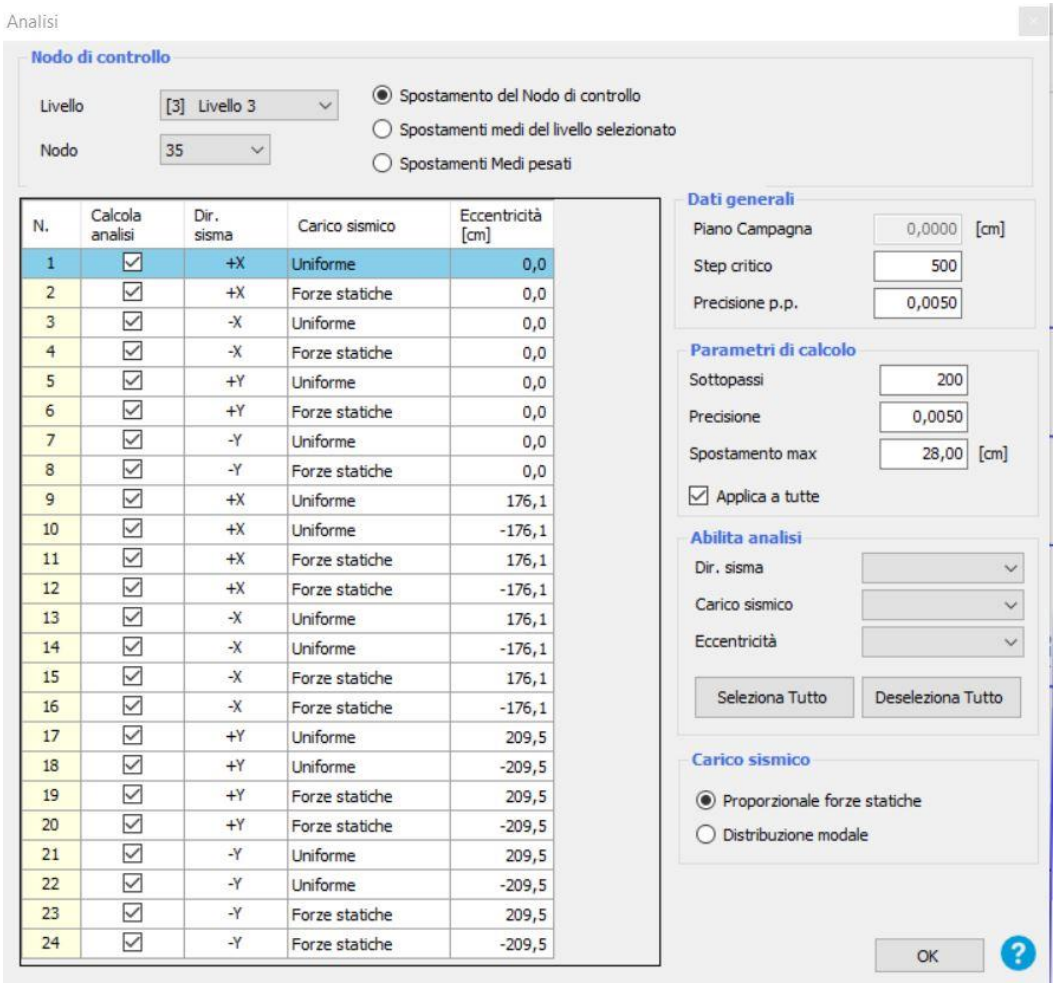


Figura 123. Nodo di controllo



N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]
1	☑	+X	Uniforme	0,0
2	☑	+X	Forze statiche	0,0
3	☑	-X	Uniforme	0,0
4	☑	-X	Forze statiche	0,0
5	☑	+Y	Uniforme	0,0
6	☑	+Y	Forze statiche	0,0
7	☑	-Y	Uniforme	0,0
8	☑	-Y	Forze statiche	0,0
9	☑	+X	Uniforme	176,1
10	☑	+X	Uniforme	-176,1
11	☑	+X	Forze statiche	176,1
12	☑	+X	Forze statiche	-176,1
13	☑	-X	Uniforme	176,1
14	☑	-X	Uniforme	-176,1
15	☑	-X	Forze statiche	176,1
16	☑	-X	Forze statiche	-176,1
17	☑	+Y	Uniforme	209,5
18	☑	+Y	Uniforme	-209,5
19	☑	+Y	Forze statiche	209,5
20	☑	+Y	Forze statiche	-209,5
21	☑	-Y	Uniforme	209,5
22	☑	-Y	Uniforme	-209,5
23	☑	-Y	Forze statiche	209,5
24	☑	-Y	Forze statiche	-209,5

Figura 124. Analisi condotte

Il risultato di queste analisi è il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva avviene con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulta parallela all'asse degli spostamenti in maniera tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa, per lo SLU. (manuale 3Muri)

8.2.1 Analisi dei risultati

Le verifiche che sono state considerate riguardano lo Stato limite Ultimo (SLV), secondo cui bisogna verificare che

$$D_{max} \leq D_u$$

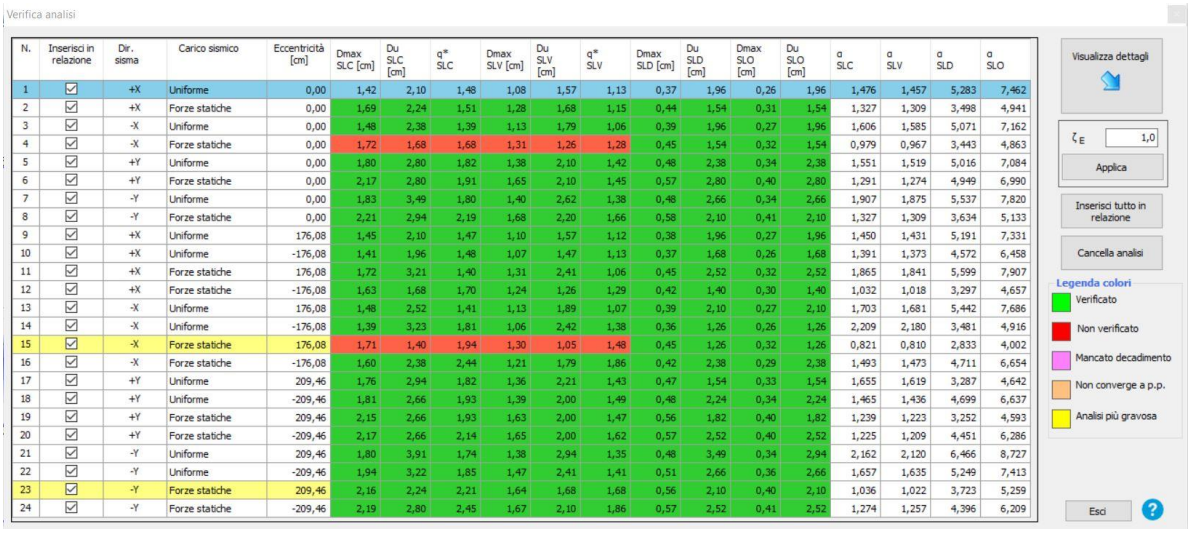
Dove:

- D_{max} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.
- D_u è lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva push-over di un valore pari al 20% di quello massimo, con la condizione che il valore di $q^* < 3$, ove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Di particolare interesse risulta la valutazione dell'indice di vulnerabilità sismica della struttura per lo stato limite di salvaguardia della vita, nel caso in cui si effettui un analisi non lineare, è dato dal rapporto tra grandezze che misurano la capacità della struttura con quelle che ne identificano la domanda in condizioni sismiche, in particolare questo rapporto è dato dall'azione sismica corrispondente al raggiungimento della capacità della struttura e la domanda sismica allo stato limite ultimo. Per tanto l'indice di vulnerabilità viene definito come:

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV}\ (accelerazione\ di\ capacità\ corrispondente\ al\ SLV)}{PGA_{DLV}(accelerazione\ di\ picco\ al\ suolo\ corrispondente\ a\ SLV)}$$

I risultati dell'analisi sono riassunti nella *figura 3* dove il colore delle righe indica se il risultato dell'analisi è verificata o meno, in particolare il colore verde indica che la Verifica è soddisfatta, il colore rosso indica che la Verifica non è soddisfatta.


Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	☑	+X	Uniforme	0,00	1,42	2,10	1,48	1,08	1,57	1,13	0,37	1,96	0,26	1,96	1,476	1,457	5,283	7,462
2	☑	+X	Forze statiche	0,00	1,69	2,24	1,51	1,28	1,68	1,15	0,44	1,54	0,31	1,54	1,327	1,309	3,498	4,941
3	☑	-X	Uniforme	0,00	1,48	2,38	1,39	1,13	1,79	1,06	0,39	1,96	0,27	1,96	1,606	1,585	5,071	7,162
4	☑	-X	Forze statiche	0,00	1,72	1,68	1,68	1,31	1,26	1,28	0,45	1,54	0,32	1,54	0,979	0,967	3,443	4,863
5	☑	+Y	Uniforme	0,00	1,80	2,80	1,82	1,38	2,10	1,42	0,48	2,38	0,34	2,38	1,551	1,519	5,016	7,084
6	☑	+Y	Forze statiche	0,00	2,17	2,80	1,91	1,65	2,10	1,45	0,57	2,80	0,40	2,80	1,291	1,274	4,949	6,990
7	☑	-Y	Uniforme	0,00	1,83	3,49	1,80	1,40	2,62	1,38	0,48	2,66	0,34	2,66	1,907	1,875	5,537	7,820
8	☑	-Y	Forze statiche	0,00	2,21	2,94	2,19	1,68	2,20	1,66	0,58	2,10	0,41	2,10	1,327	1,309	3,634	5,133
9	☑	+X	Uniforme	176,08	1,45	2,10	1,47	1,10	1,57	1,12	0,38	1,96	0,27	1,96	1,450	1,431	5,191	7,331
10	☑	+X	Uniforme	-176,08	1,41	1,96	1,48	1,07	1,47	1,13	0,37	1,68	0,26	1,68	1,391	1,373	4,572	6,458
11	☑	+X	Forze statiche	176,08	1,72	3,21	1,40	1,31	2,41	1,06	0,45	2,52	0,32	2,52	1,865	1,841	5,599	7,907
12	☑	+X	Forze statiche	-176,08	1,63	1,68	1,70	1,24	1,26	1,29	0,42	1,40	0,30	1,40	1,032	1,018	3,297	4,657
13	☑	-X	Uniforme	176,08	1,48	2,52	1,41	1,13	1,89	1,07	0,39	2,10	0,27	2,10	1,703	1,681	5,442	7,686
14	☑	-X	Uniforme	-176,08	1,39	3,23	1,81	1,06	2,42	1,38	0,36	1,26	0,26	1,26	2,209	2,180	3,481	4,916
15	☑	-X	Forze statiche	176,08	1,71	1,40	1,94	1,30	1,05	1,48	0,45	1,26	0,32	1,26	0,821	0,810	2,833	4,002
16	☑	-X	Forze statiche	-176,08	1,60	2,38	2,44	1,21	1,79	1,86	0,42	2,38	0,29	2,38	1,493	1,473	4,711	6,654
17	☑	+Y	Uniforme	209,46	1,76	2,94	1,82	1,36	2,21	1,43	0,47	1,54	0,33	1,54	1,655	1,619	3,287	4,642
18	☑	+Y	Uniforme	-209,46	1,81	2,66	1,93	1,39	2,00	1,49	0,48	2,24	0,34	2,24	1,465	1,436	4,699	6,637
19	☑	+Y	Forze statiche	209,46	2,15	2,66	1,93	1,63	2,00	1,47	0,56	1,82	0,40	1,82	1,239	1,223	3,252	4,593
20	☑	+Y	Forze statiche	-209,46	2,17	2,66	2,14	1,65	2,00	1,62	0,57	2,52	0,40	2,52	1,225	1,209	4,451	6,286
21	☑	-Y	Uniforme	209,46	1,80	3,91	1,74	1,38	2,94	1,35	0,48	3,49	0,34	2,94	2,162	2,120	6,466	8,727
22	☑	-Y	Uniforme	-209,46	1,94	3,22	1,85	1,47	2,41	1,41	0,51	2,66	0,36	2,66	1,657	1,635	5,249	7,413
23	☑	-Y	Forze statiche	209,46	2,16	2,24	2,21	1,64	1,68	1,68	0,56	2,10	0,40	2,10	1,036	1,022	3,723	5,259
24	☑	-Y	Forze statiche	-209,46	2,19	2,80	2,45	1,67	2,10	1,86	0,57	2,52	0,41	2,52	1,274	1,257	4,396	6,209

Visualizza dettagli
ζE 1,0
Applica
Inserisci tutto in relazione
Cancella analisi
Legenda colori
Verificato
Non verificato
Mancato decadimento
Non converge a p.p.
Analisi più gravosa
Esci

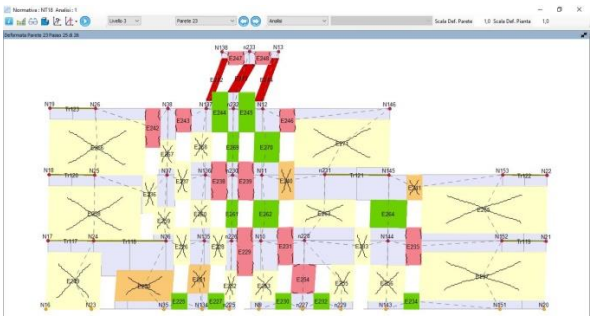
Figura 125. Risultati analisi Nodo di controllo 38

Per avere un'idea più chiara di quelli che sono gli effetti di ogni azione sulla struttura, è possibile entrare nell'ambiente dedicato alla presentazione di dettaglio delle analisi dove sono definite 4 zone:

- Zona 1: sono riportati i risultati numerici;
- Zona 2: è visibile il prospetto della parete interessata;
- Zona 3: è presentata la pianta generale deformata in funzione del passo di carico;
- Zona 4: è presentata la curva push-over e la schematizzazione della bilatera del sistema equivalente.

Figura 126. Presentazione di dettaglio delle analisi

Interrogando la curva Push-Over si può analizzare il comportamento della parete. Risulta indispensabile chiarire il significato delle rette verticali presenti nella curva push-over della zona 4, ovvero la retta verticale in blu (figura 6) indica lo spostamento fornito dalla struttura, invece la retta verticale rossa indica lo spostamento minimo richiesto dalla Norma; la verifica è soddisfatta se lo spostamento offerto dalla struttura è maggiore dello spostamento richiesto dalla Norma. Un ulteriore approfondimento riguarda la zona 2 dove è possibile visualizzare il tipo di danno che subisce la parete muraria, infatti conoscere il tipo di rottura a cui potrebbe andare in contro una parete è molto importante, nell'ambito della prevenzione, per capire il tipo di danno e a seguire l'intervento più idoneo a contenerlo, di seguito si riporta un esempio relativo all'avanzamento del danneggiamento della parete denominata 23 soggetta all'azione 1:



Si noti come gli elementi murari cambiano colore in funzione del danneggiamento presente in essi. I diversi colori danno indicazioni sulla tipologia di danno che sta subendo la parete:

- Verde chiaro: integro
- Bianco: plastico per taglio
- Arancione: rottura per taglio
- Rosa: plastico per presso flessione
- Rosso: rottura presso flessione
- Viola: rottura per compressione
- Azzurro: rottura per trazione
- Blu: rottura in fase elastica

In questa fase si ridefinisce la retta blu relativa allo spostamento offerto dalla struttura, infatti l'analisi Push-over si ritiene conclusa quando la struttura collassa, in realtà si vuole evitare che si arrivi allo stato limite ultimo della struttura, infatti l'obbiettivo di tutta l'analisi è quello di determinare il fattore di sicurezza in termini di salvaguardia della vita umana (SLV). Pertanto si interroga ogni step di carico della curva a partire dallo step con intensità di forza minore, e si riposiziona la retta in blu in corrispondenza di un valore di spostamento che non provochi crolli della struttura o di parte di essa ma che garantisca una certa sicurezza globale pur portando la struttura in fase plastica.
Prendendo come esempio l'analisi 16, la curva di push-over ottenuta è la seguente

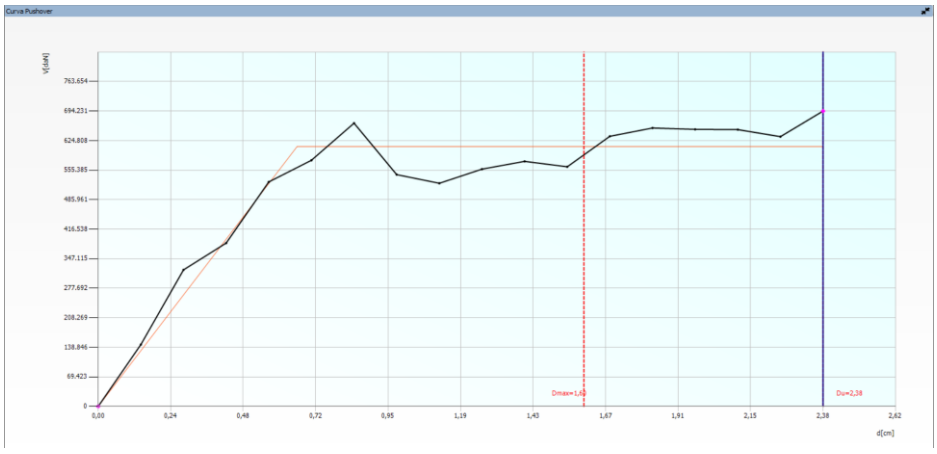


Figura 127. Curva push-over, Analisi 16

A cui corrisponde lo stato di danno della struttura:

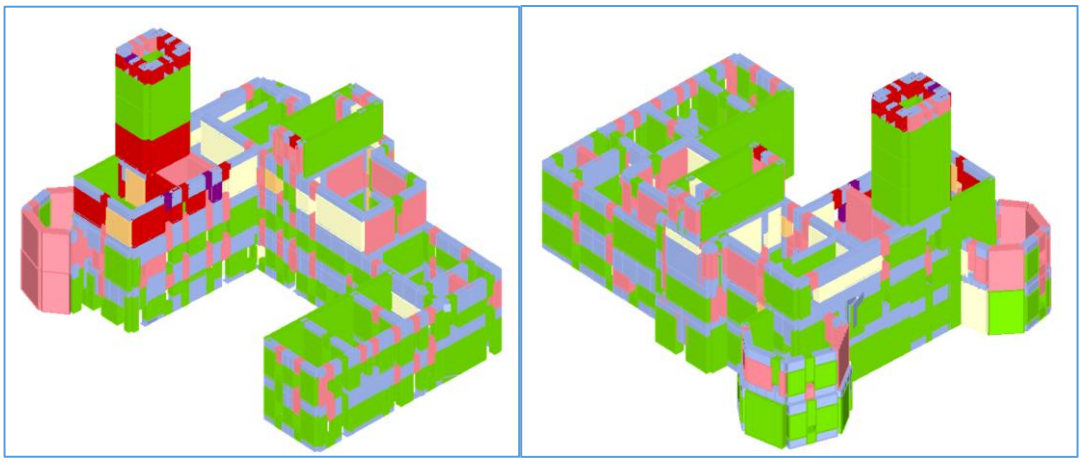


Figura 128. Stato di danno in corrispondenza dell'ultimo step dell'analisi push-over

Interrogando la curva in corrispondenza dell'ultimo step di carico, si evidenzia che la parete con la più alta percentuale di danno è quella in corrispondenza della torre quadrata.

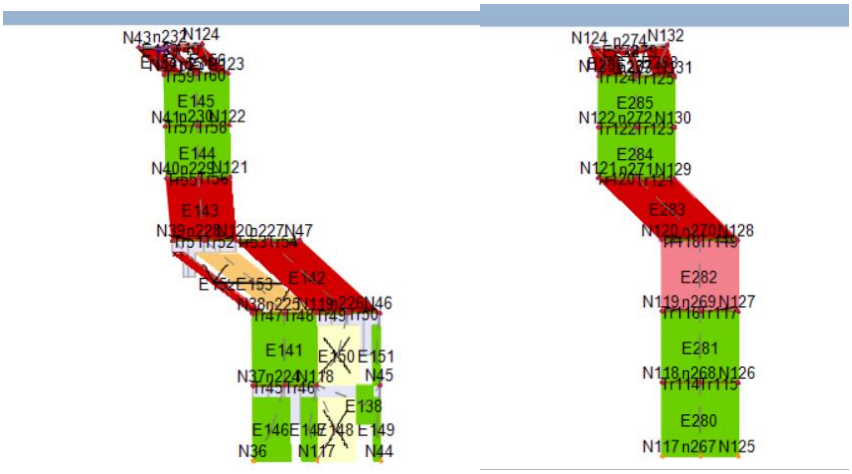


Figura 129. Stato di danneggiamento della torre

Si ridefinisce la posizione della retta blu, in modo da garantire lo stato limite di salvaguardia della vita umana, in questo modo le porzioni murarie che arrivano al collasso rimangono in campo plastico.

Figura 130. Stato della torre dopo la ridefinizione della capacità della struttura.

Post-analisi la capacità di spostamento offerta dalla struttura è minore dello spostamento massimo richiesto dalla norma, la verifica non è soddisfatta e viene ridefinito l'indice di vulnerabilità corrispondente allo SLV.

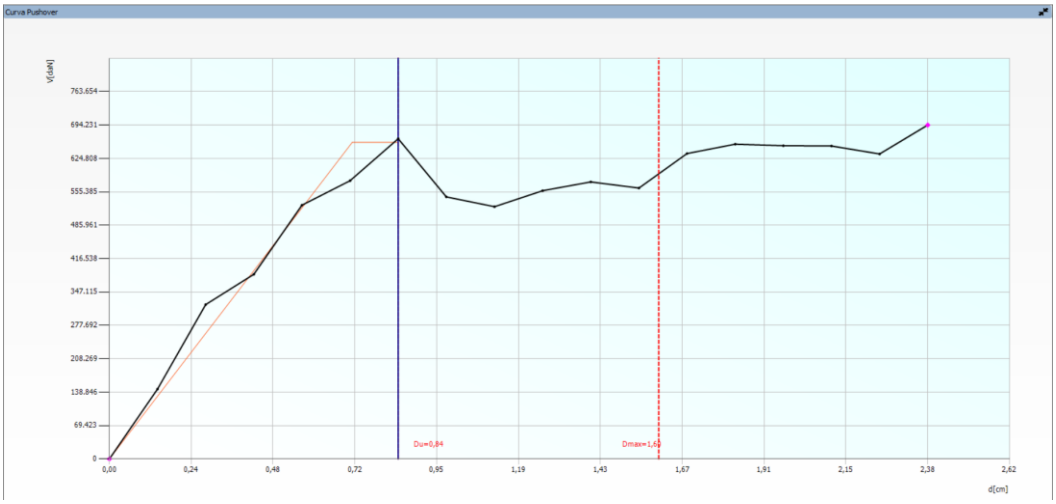
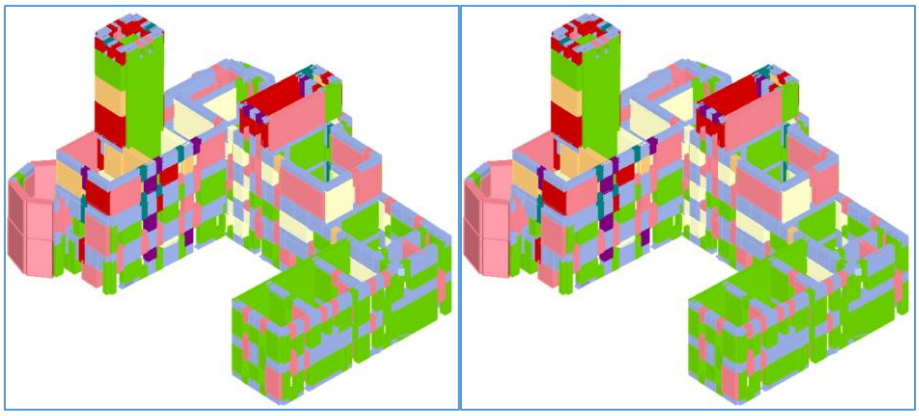


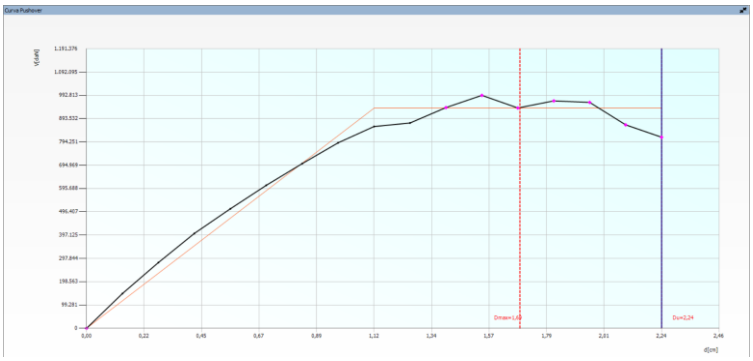
Figura 131. Curva di capacità post- analisi

Sulla base di questa considerazione sono state analizzate tutte le 24 azioni e per ognuna di essa è stata ridefinita la posizione della retta verticale blu.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi, sia in direzione X che in direzione Y, prima e dopo la ridefinizione del limite di capacità della struttura, in particolare sono riportate solo le analisi che non risultano verificate con i relativi valori di spostamento D_{max} e D_u e dell'indice di vulnerabilità.

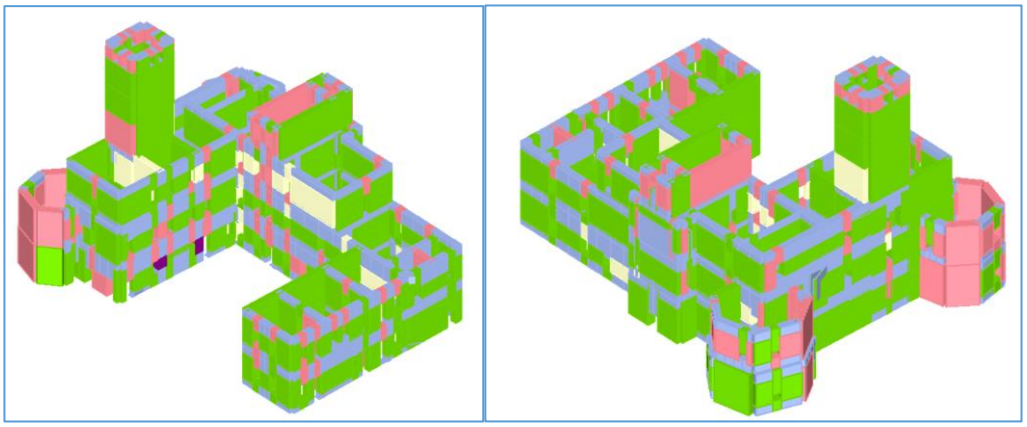
ANALISI 2: direzione sisma: +X, carico sismico: forze statiche, eccentricità: 0,00 cm

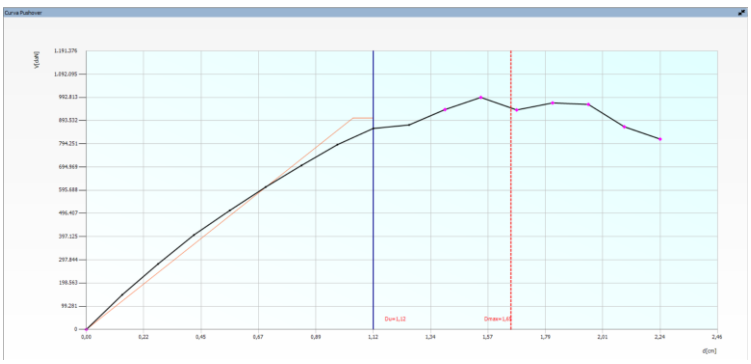




Dmax	1,69	[cm]
Du	2,24	[cm]
αSLV	1,309	

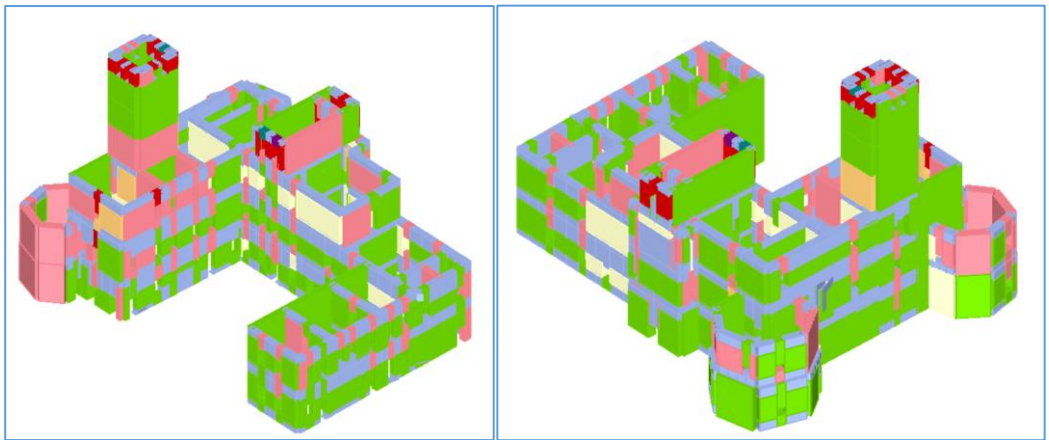
Post Analisi:

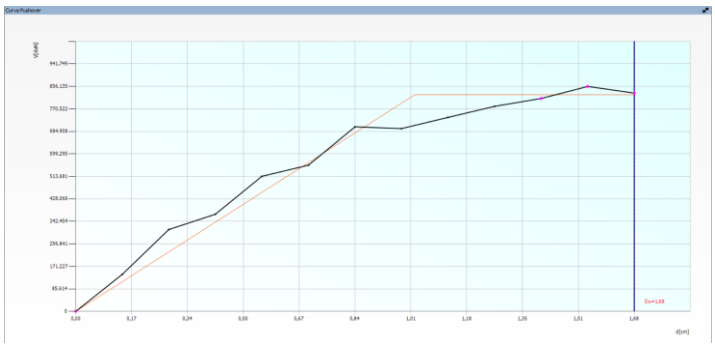




Dmax	1,69	[cm]
Du	1,12	[cm]
αSLV	0,667	

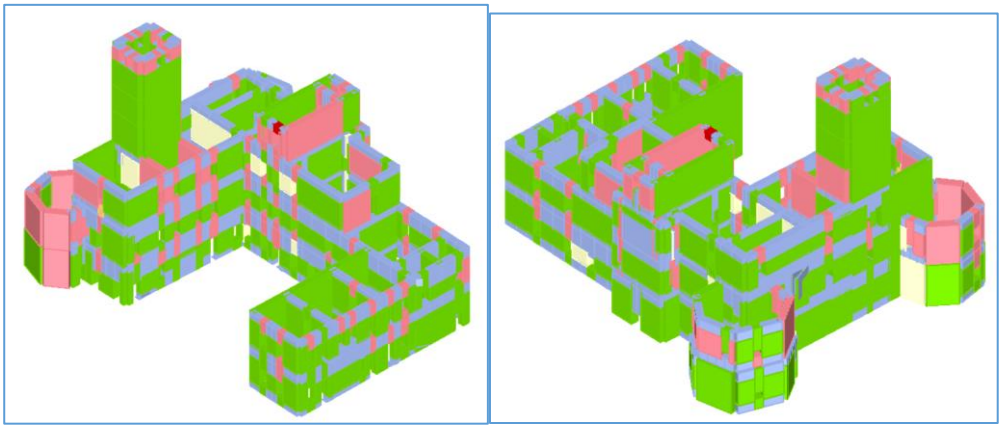
ANALISI 4: direzione sisma: -X, carico sismico: forze statiche, eccentricità: 0,00 cm

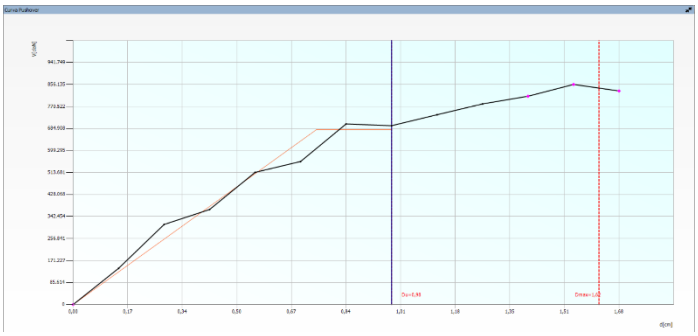




Dmax		[cm]
Du	1,68	[cm]
αSLV	0,967	

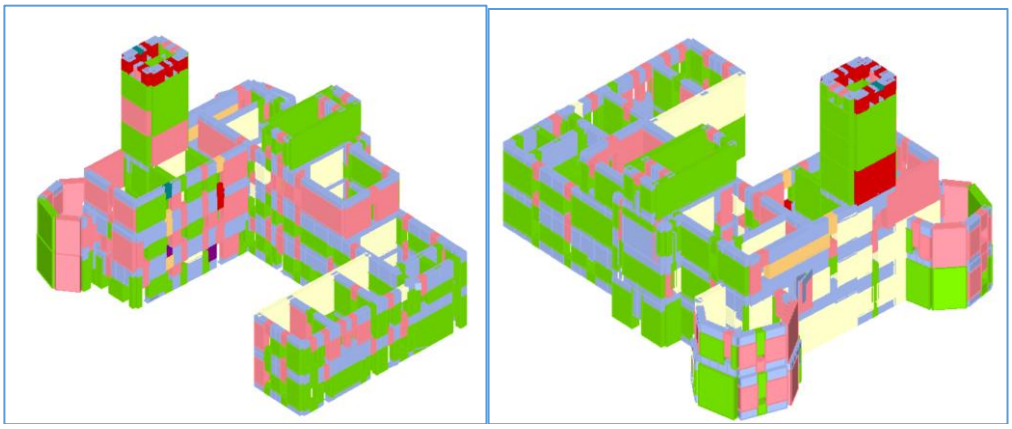
Post Analisi

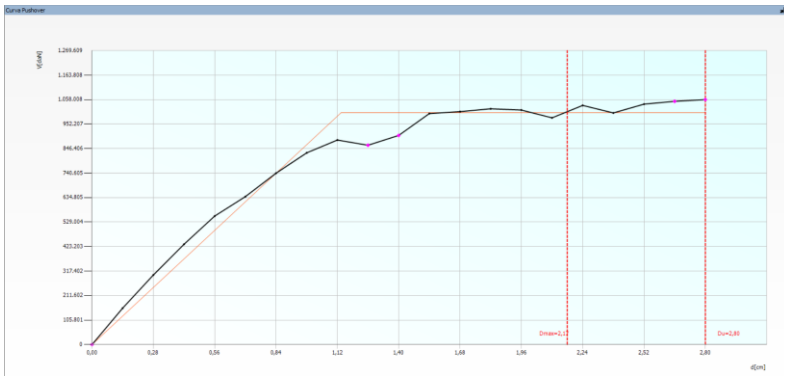




Dmax	1,62	[cm]
Du	0,98	[cm]
αSLV	0,598	

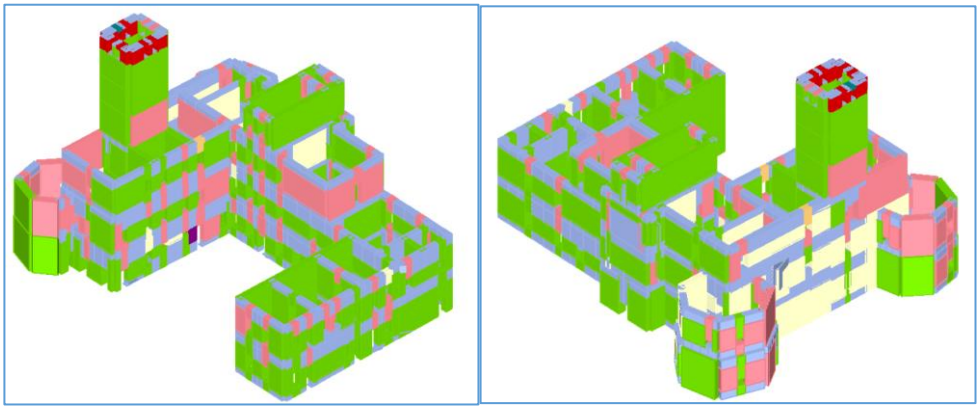
ANALISI 6: direzione sisma: +Y, carico sismico: forze statiche, eccentricità: 0,00 cm

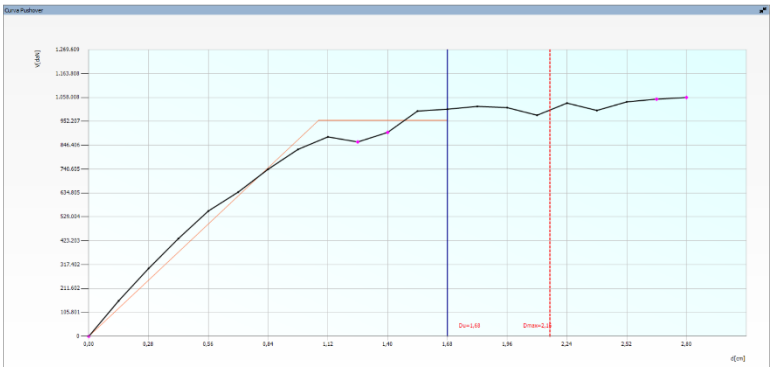




Dmax	2,17	[cm]
Du	2,80	[cm]
αSLV	1,274	

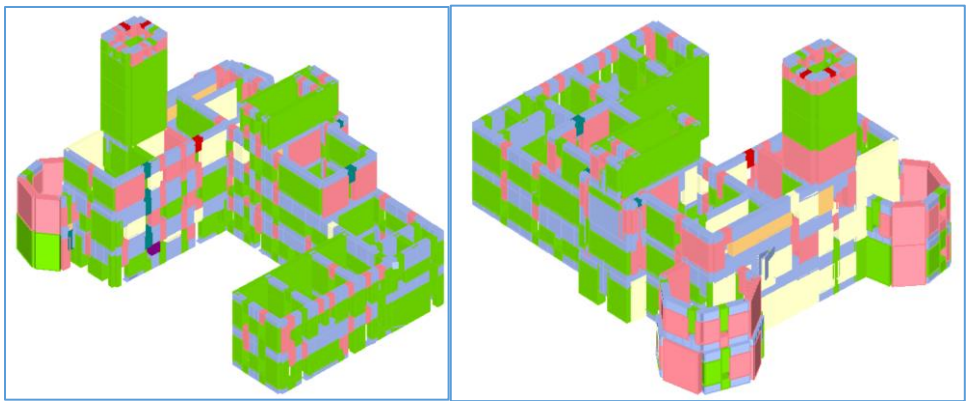
Post Analisi

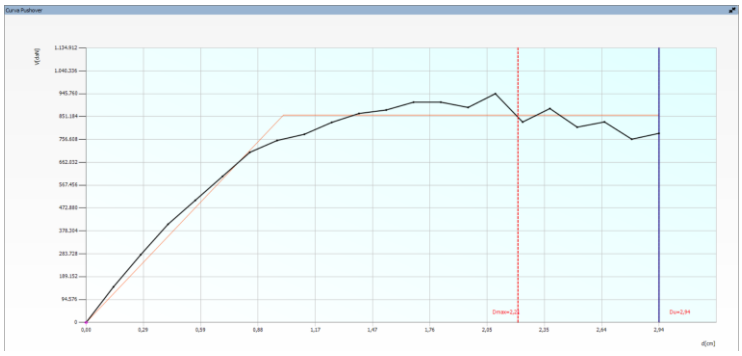




Dmax	2,16	[cm]
Du	1,68	[cm]
αSLV	0,768	

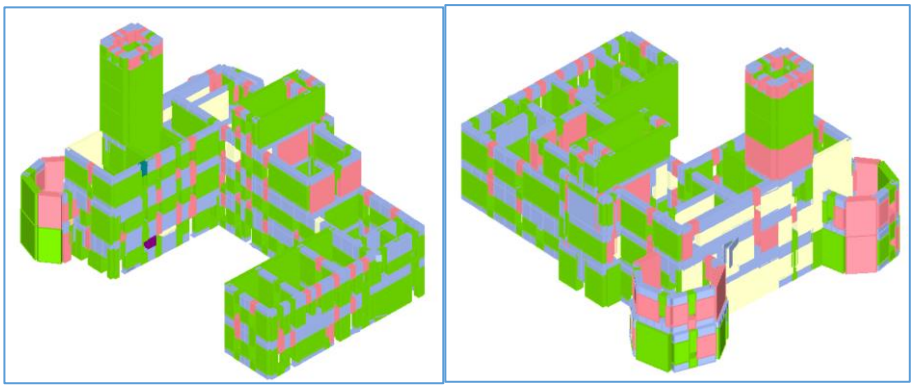
ANALISI 8: direzione sisma: -Y, carico sismico: forze statiche, eccentricità: 0,00 cm

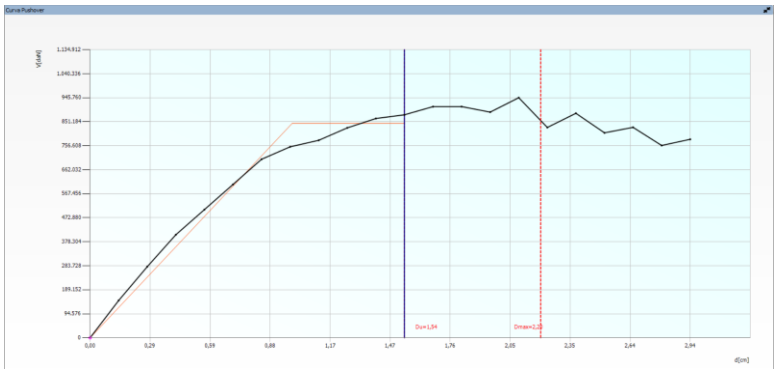




Dmax	2,21	[cm]
Du	2,94	[cm]
αSLV	1,309	

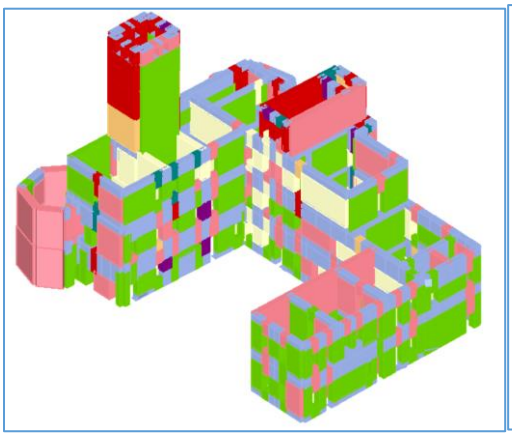
Post Analisi:

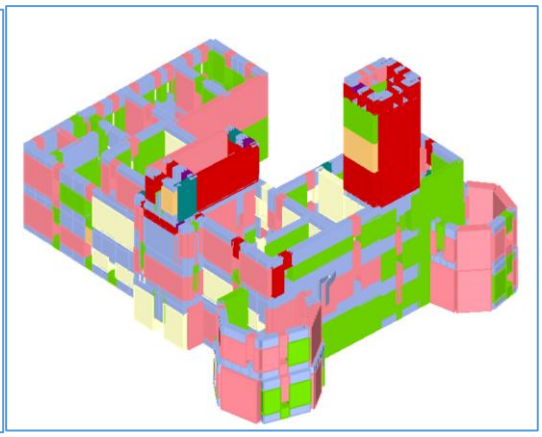


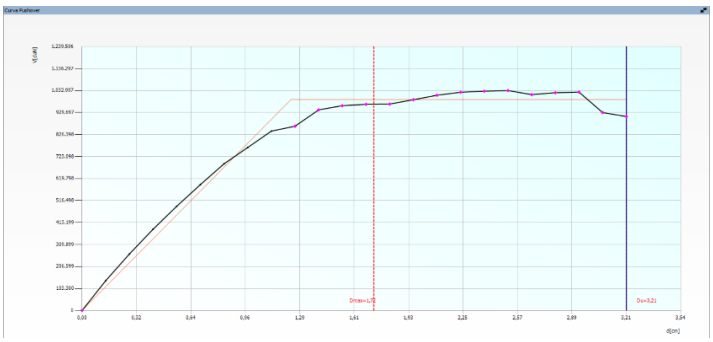


Dmax	2,20	[cm]
Du	1,54	[cm]
αSLV	0,688	

ANALISI 11: direzione sisma: +X, carico sismico: forze statiche, eccentricità: 176,08 cm

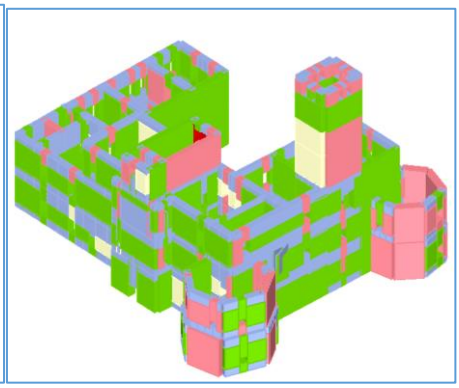


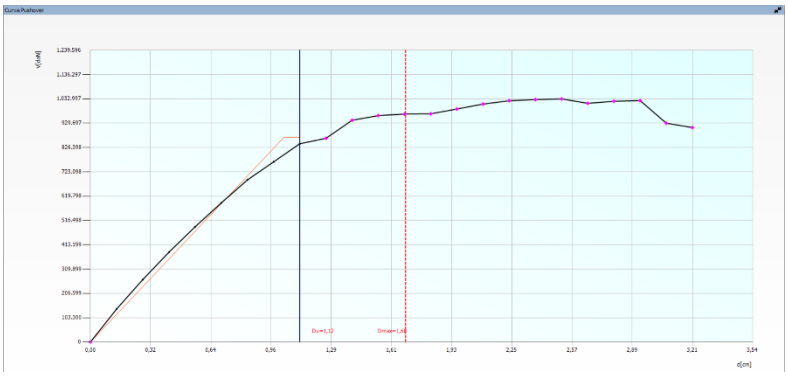




Dmax	1,72	[cm]
Du	3,21	[cm]
αSLV	1,841	

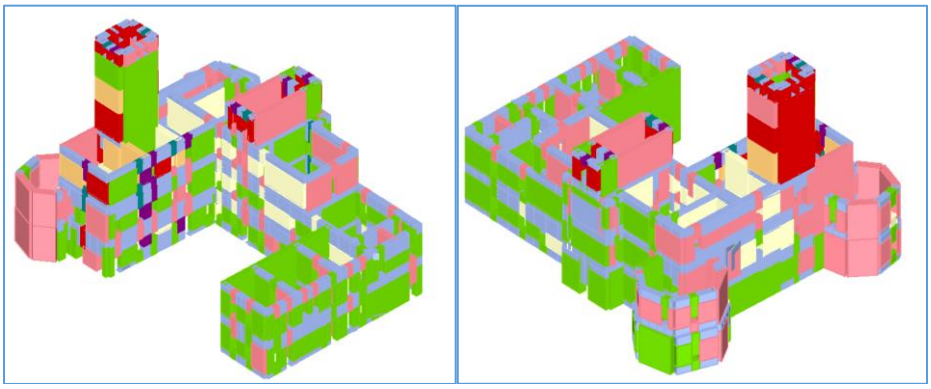
Post Analisi

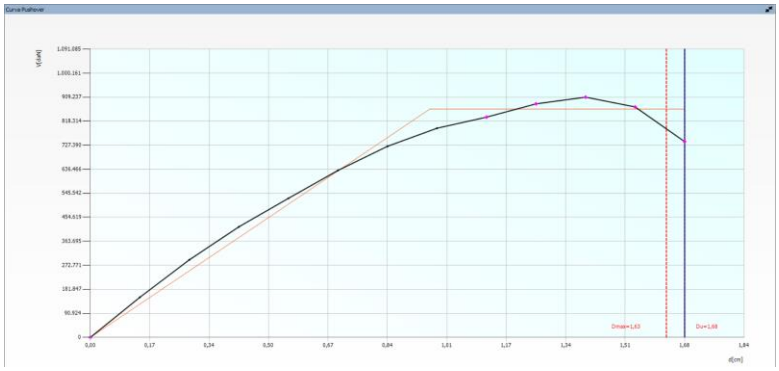




Dmax	1,68	[cm]
Du	1,12	[cm]
αSLV	0,656	

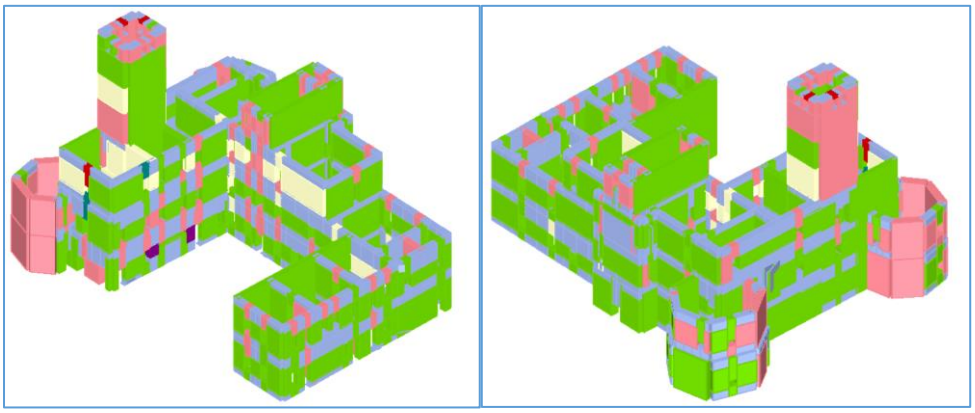
ANALISI 12: direzione sisma: +X, carico sismico: forze statiche, eccentricità: -176,08 cm

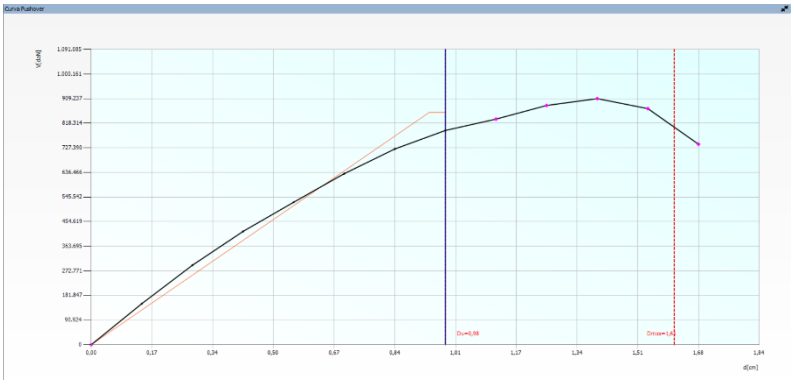




Dmax	1,63	[cm]
Du	1,68	[cm]
αSLV	1,018	

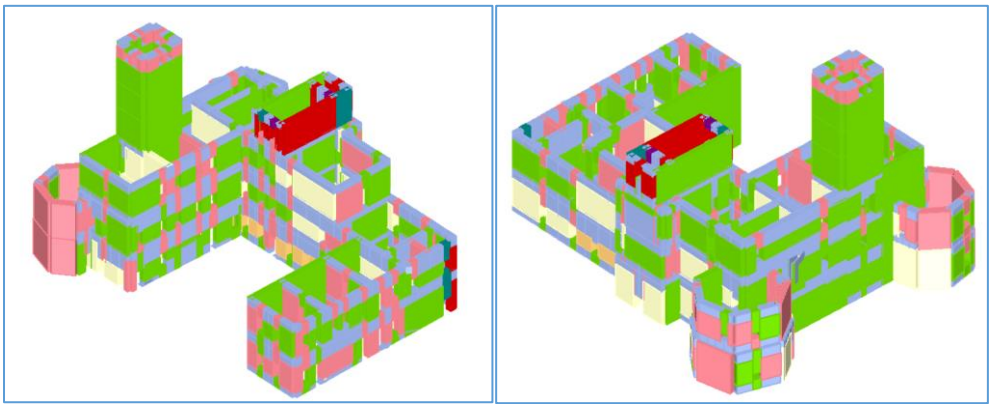
Post Analisi

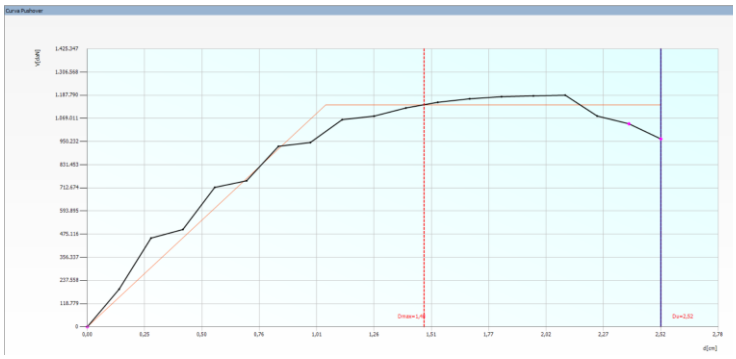




Dmax	1,63	[cm]
Du	0,98	[cm]
αSLV	0,6	

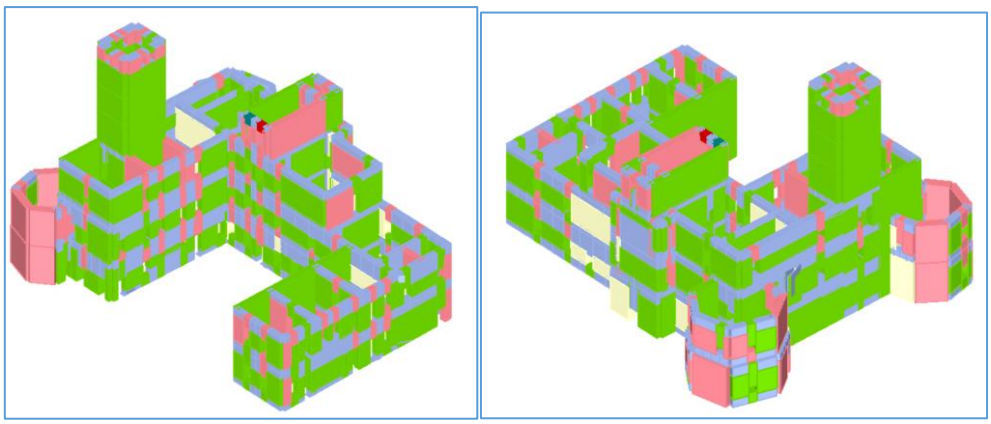
ANALISI 13: direzione sisma: -X, carico sismico: uniforme, eccentricità: 176,08 cm

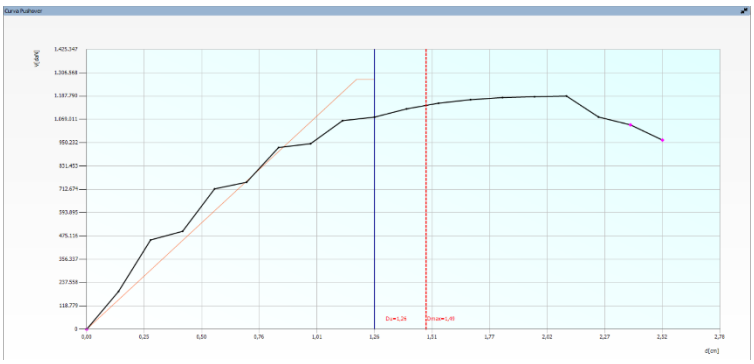




Dmax	1,48	[cm]
Du	2,52	[cm]
αSLV	1,618	

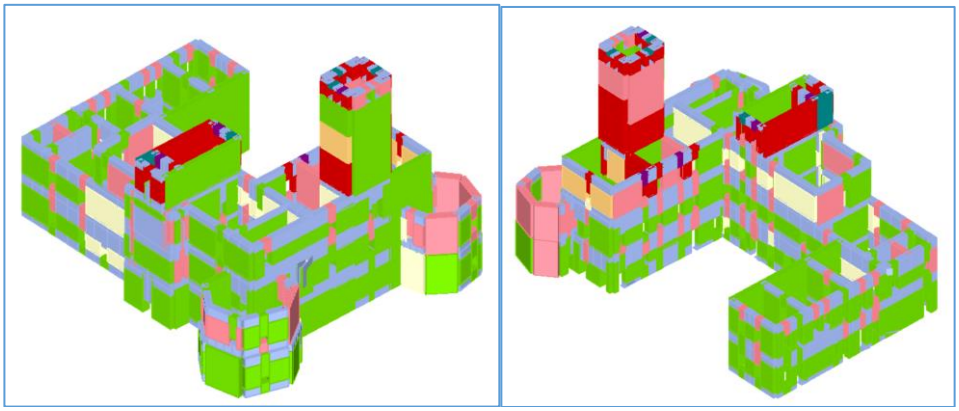
Post Analisi

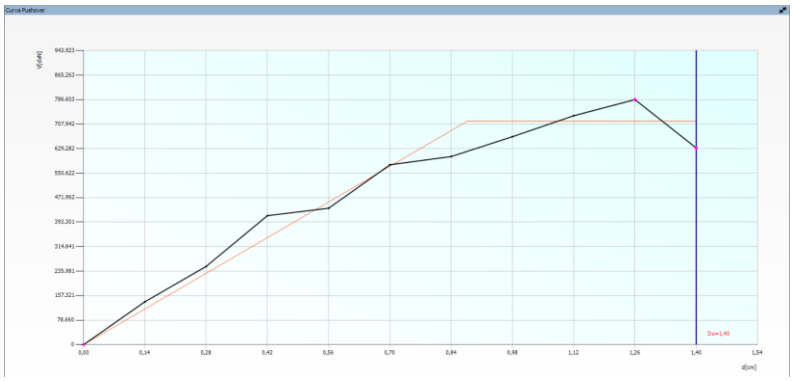




Dmax	1,49	[cm]
Du	1,26	[cm]
αSLV	0,837	

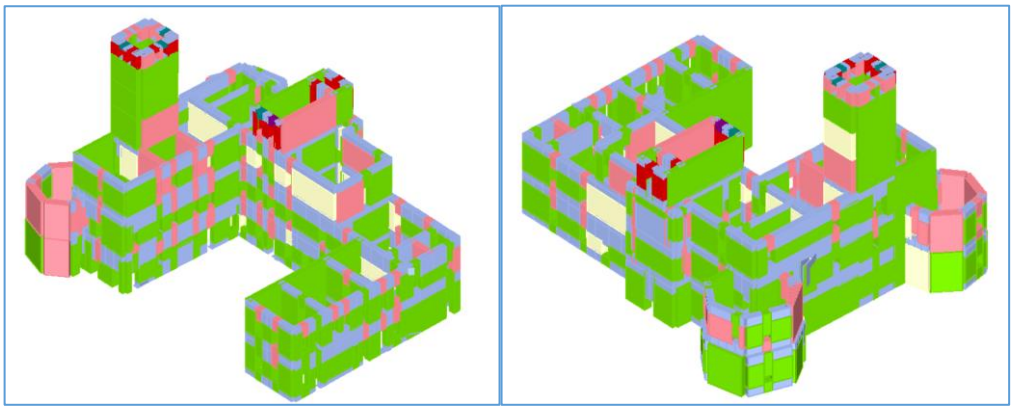
ANALISI 15: direzione sisma: -X, carico sismico: forze statiche, eccentricità: 176,08 cm

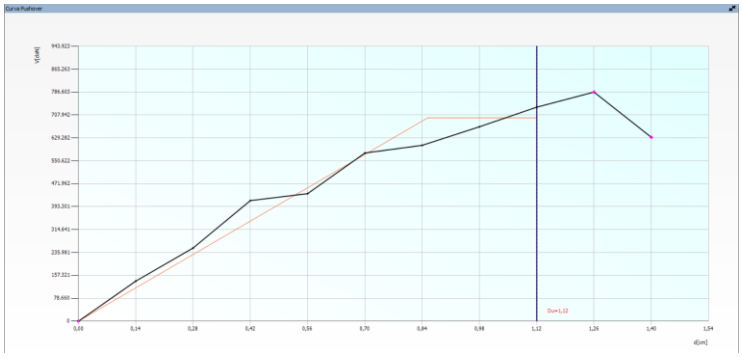




Dmax		[cm]
Du	1,40	[cm]
αSLV	0,81	

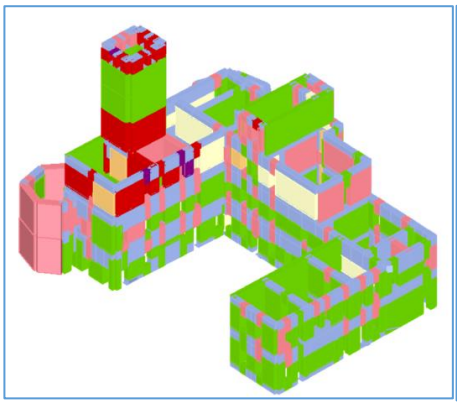
Post Analisi

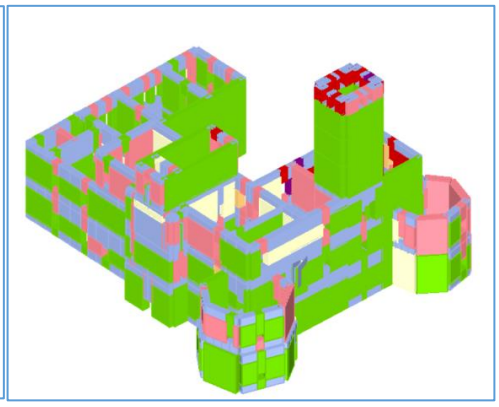


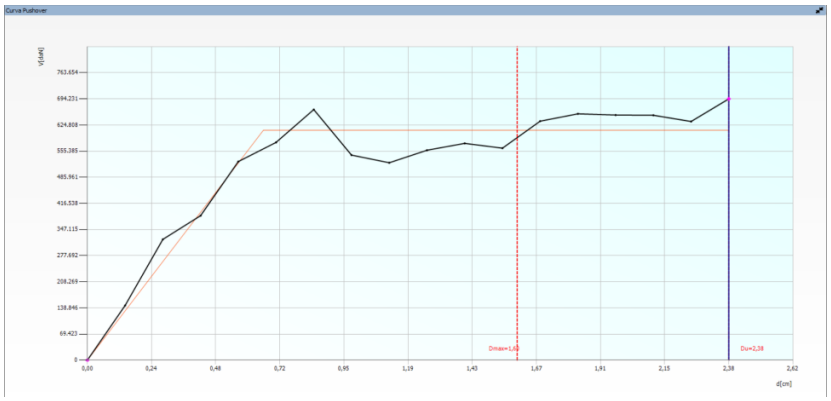


Dmax		[cm]
Du	1,12	[cm]
αSLV	0,648	

ANALISI 16: direzione sisma: -X, carico sismico: forze statiche, eccentricità: -176,08 cm

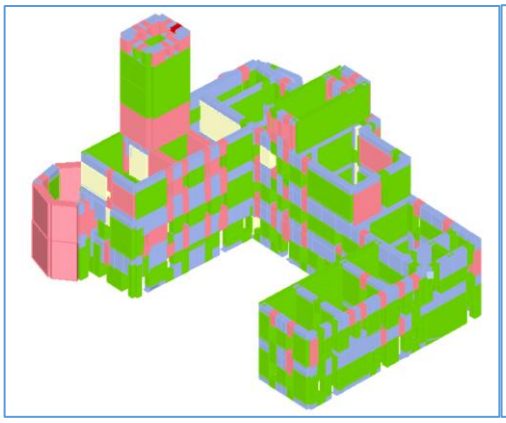


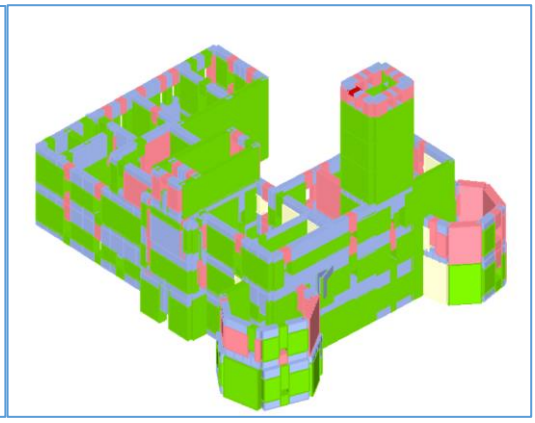


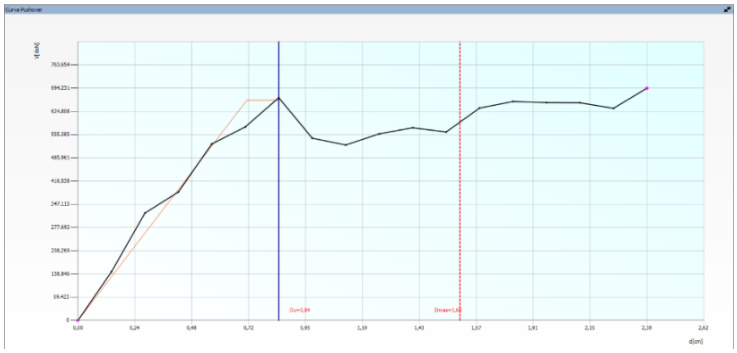


Dmax	1,60	[cm]
Du	2,38	[cm]
αSLV	1,473	

Post Analisi

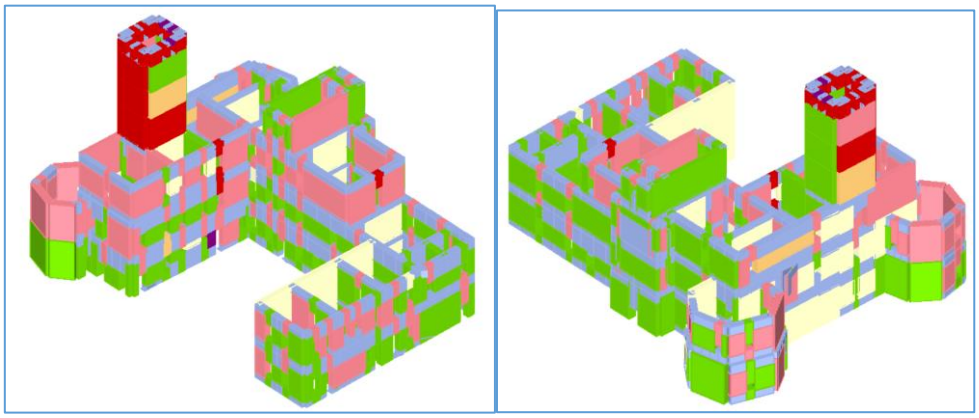


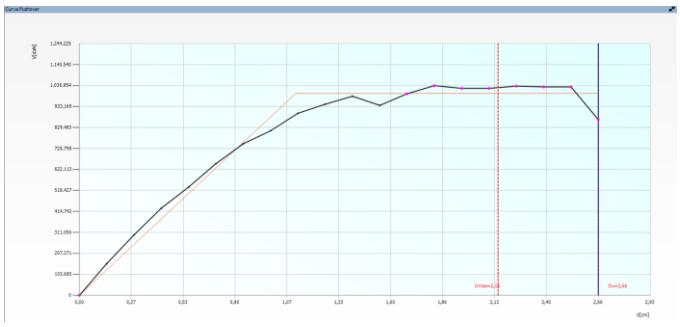




Dmax	1,60	[cm]
Du	0,84	[cm]
αSLV	0,519	

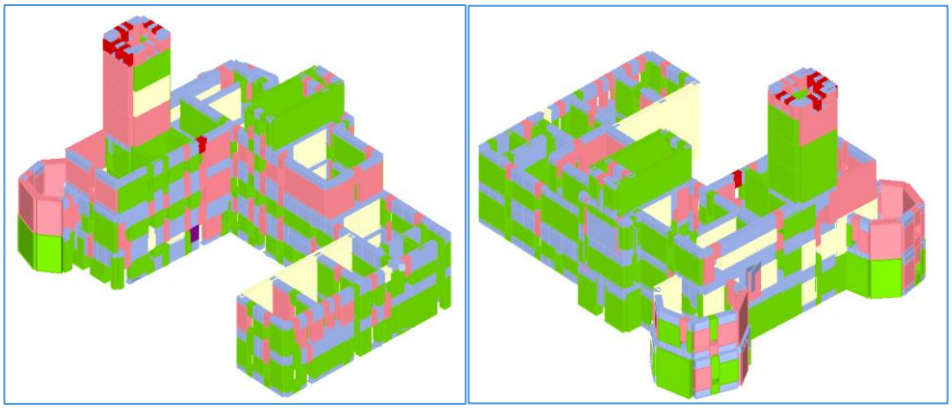
ANALISI 19: direzione sisma: +Y, carico sismico: forze statiche, eccentricità: 209,46 cm

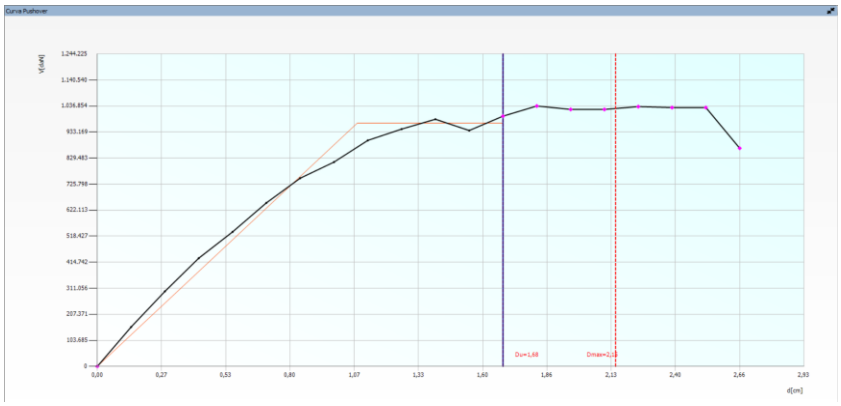




Dmax	2,15	[cm]
Du	2,66	[cm]
αSLV	1,223	

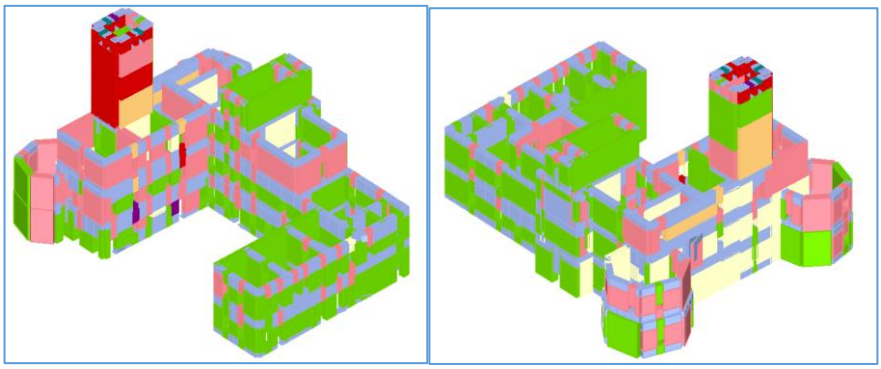
Post Analsi

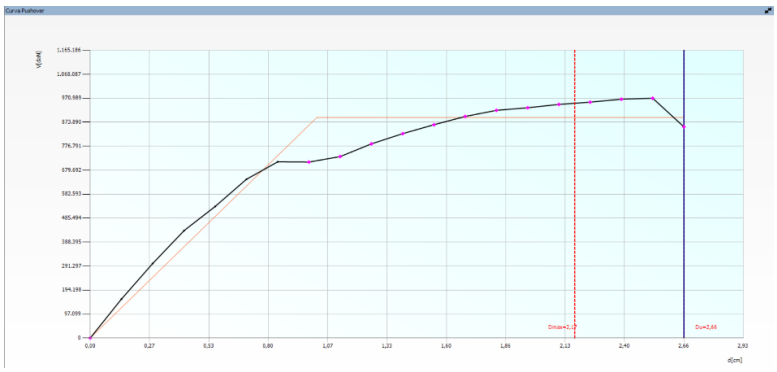




Dmax	2,15	[cm]
Du	1,68	[cm]
αSLV	0,773	

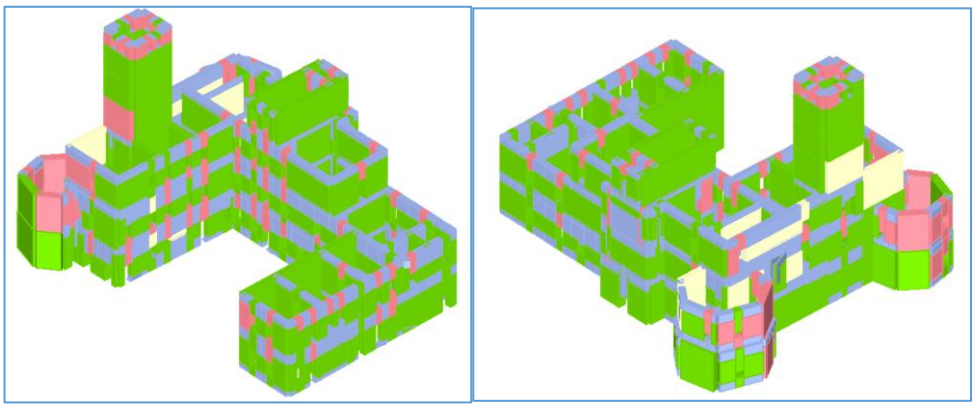
ANALISI 20: direzione sisma: +Y, carico sismico: forze statiche, eccentricità: -209,46 cm

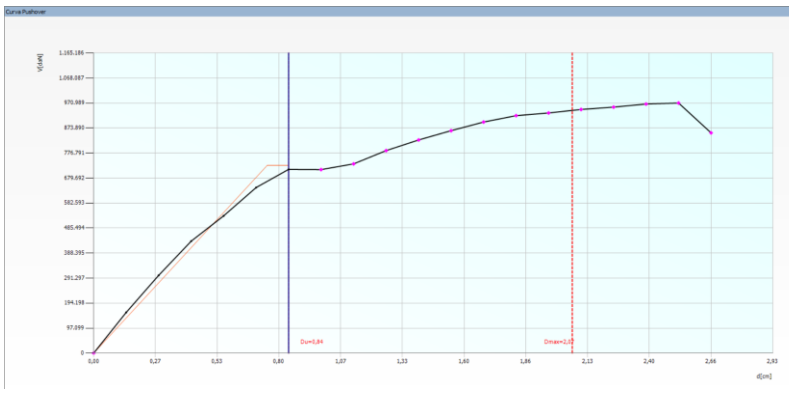




Dmax	2,17	[cm]
Du	2,66	[cm]
αSLV	1,209	

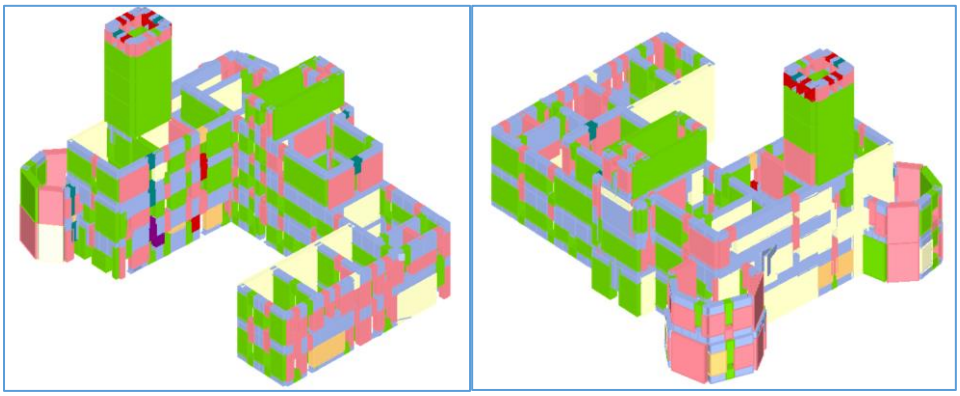
Post Analisi

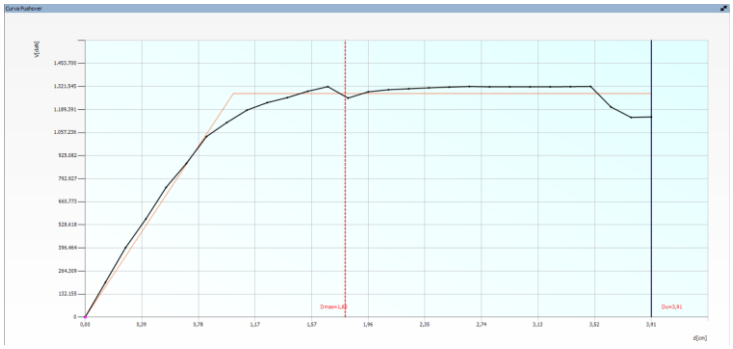




Dmax	2,07	[cm]
Du	0,84	[cm]
αSLV	0,402	

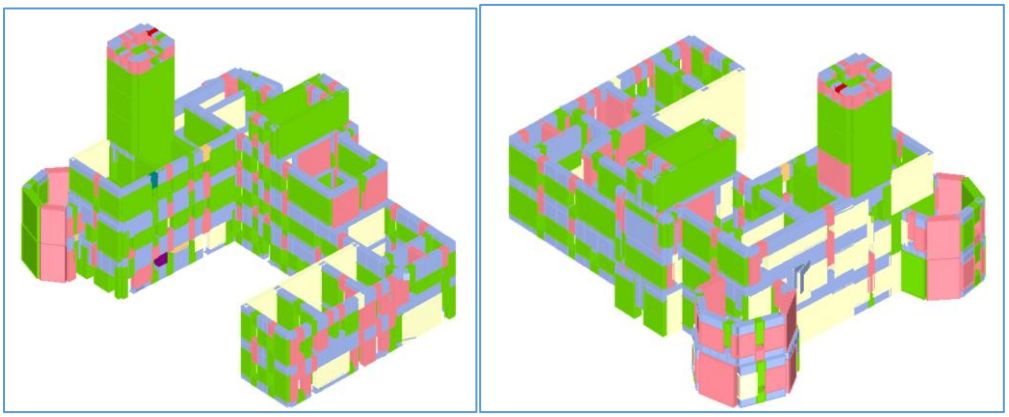
ANALISI 21: direzione sisma: -Y, carico sismico: uniforme, eccentricità: 209,46 cm

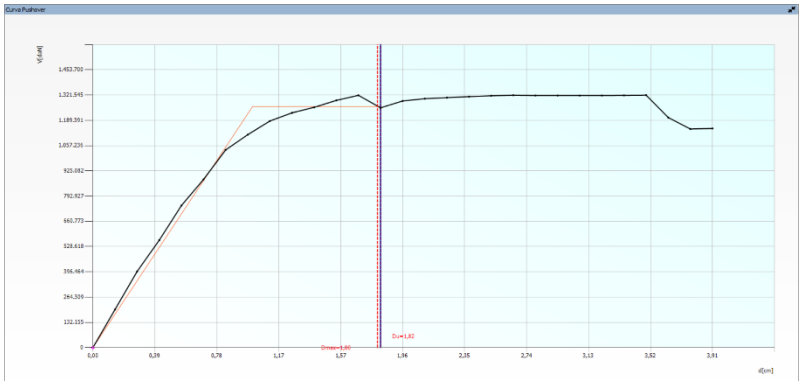




Dmax	1,80	[cm]
Du	3,91	[cm]
αSLV	2,12	

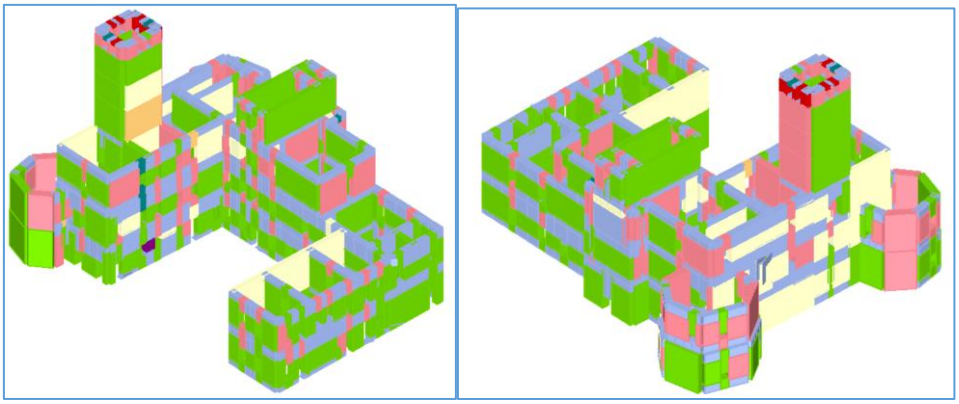
Post Analisi

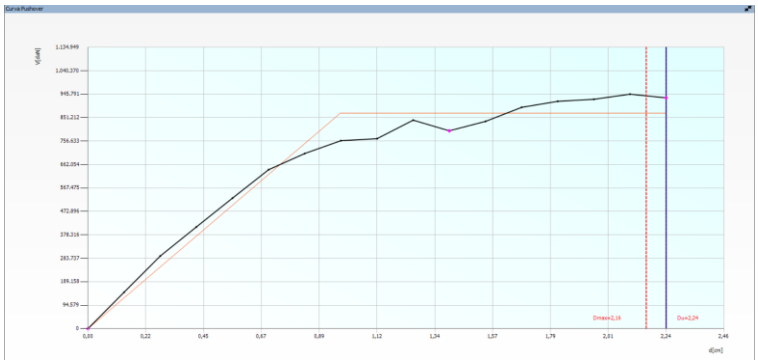




Dmax	1,80	[cm]
Du	1,82	[cm]
αSLV	0,984	

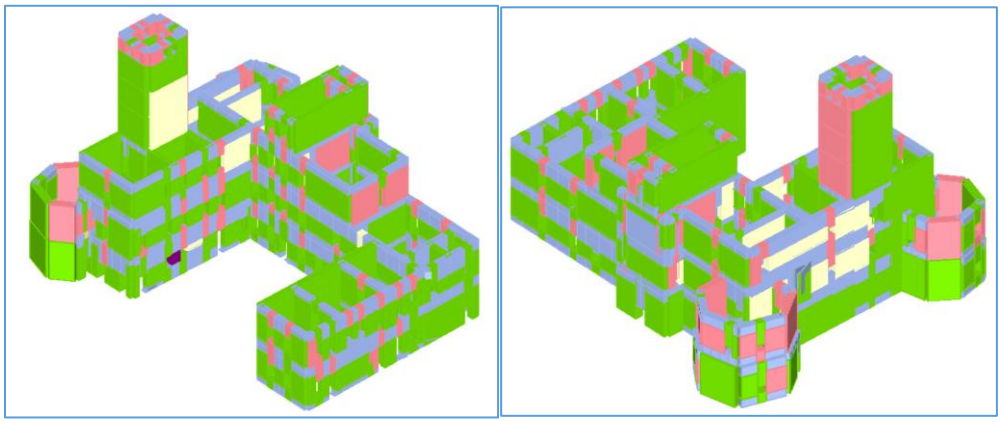
ANALISI 23: direzione sisma: -Y, carico sismico: forze statiche, eccentricità: 209,46 cm

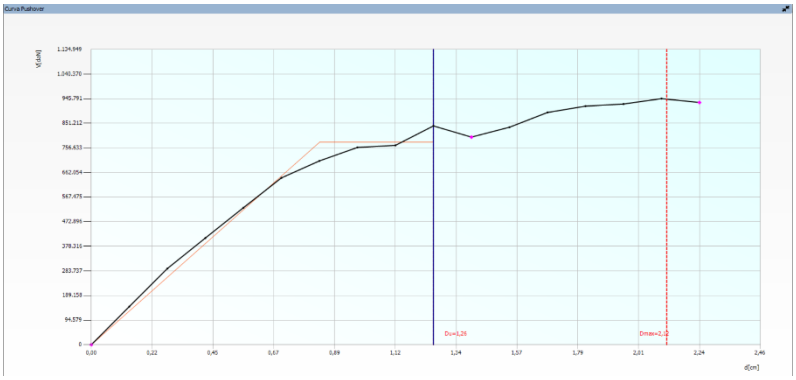




Dmax	2,16	[cm]
Du	2,24	[cm]
αSLV	1,022	

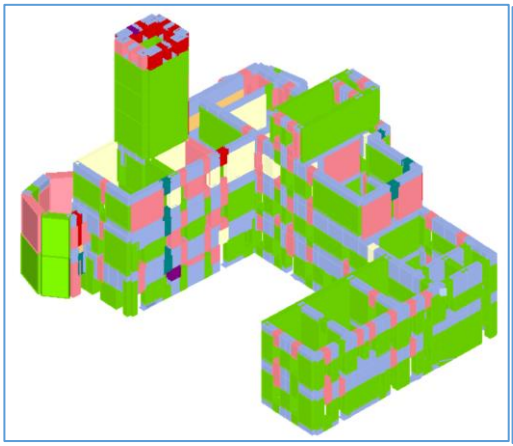
Post Analisi

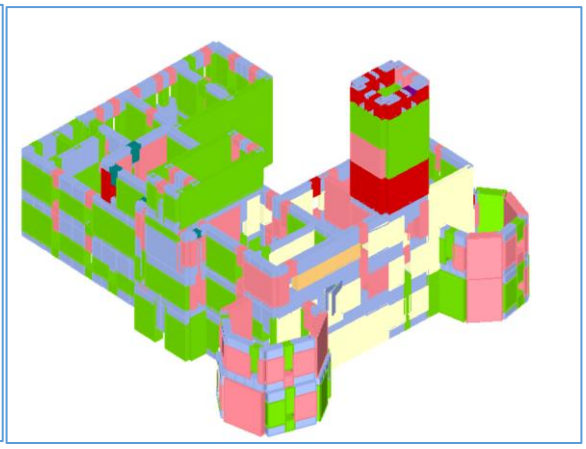


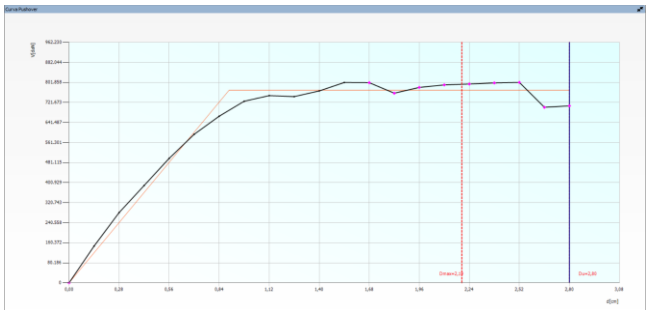


Dmax	2,12	[cm]
Du	1,26	[cm]
αSLV	0,587	

ANALISI 24: direzione sisma: -Y, carico sismico: forze statiche, eccentricità: -209,46 cm

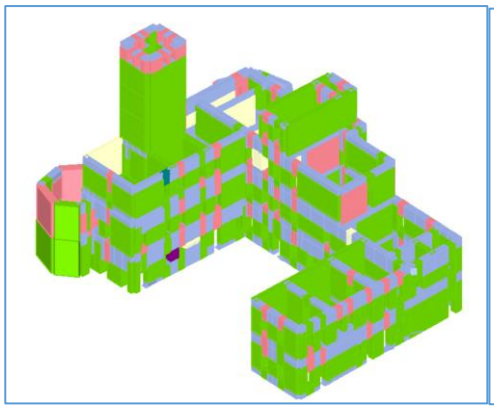


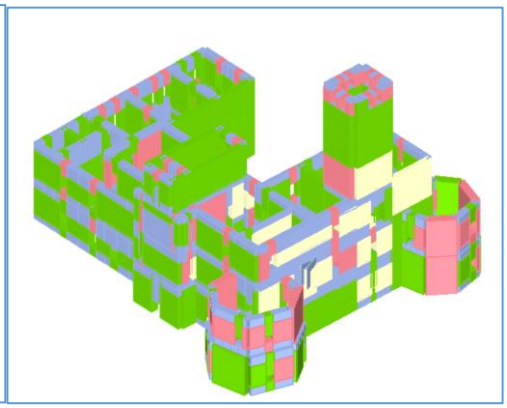


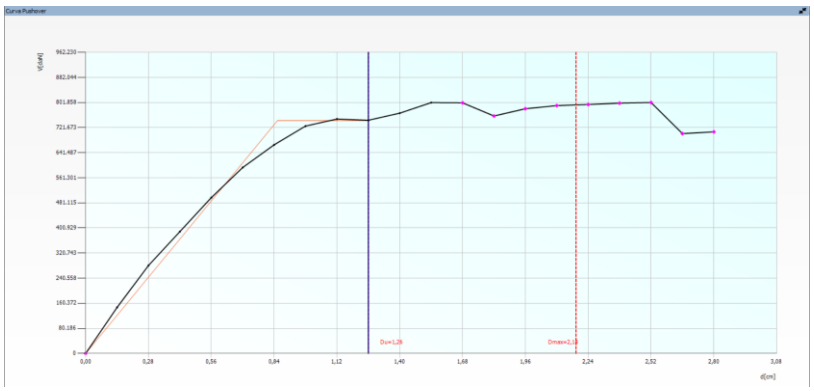


Dmax	2,19	[cm]
Du	2,80	[cm]
αSLV	1,257	

Posta Analisi







Dmax	2,19	[cm]
Du	1,26	[cm]
αSLV	0,569	

Una visione globale di tutte le anailisi dopo la ridefinizione del limite di capacità della struttura è data dalla seguente figura:

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	a SLC	a SLV	a SLD	a SLO
1	☑	+X	Uniforme	0,00	1,42	1,68	1,49	1,08	1,26	1,13	0,37	1,68	0,26	1,68	1,181	1,166	4,530	6,398
2	☑	+X	Forze statiche	0,00	1,65	1,12	1,63	1,25	0,84	1,24	0,43	1,12	0,30	1,12	0,677	0,668	2,597	3,668
3	☑	-X	Uniforme	0,00	1,48	1,96	1,38	1,13	1,47	1,05	0,39	1,96	0,27	1,96	1,322	1,305	5,071	7,162
4	☑	-X	Forze statiche	0,00	1,62	0,98	2,19	1,23	0,74	1,66	0,42	0,84	0,30	0,84	0,607	0,599	1,996	2,819
5	☑	+Y	Uniforme	0,00	1,80	2,38	1,79	1,38	1,79	1,40	0,48	2,38	0,34	2,38	1,321	1,291	5,016	7,084
6	☑	+Y	Forze statiche	0,00	2,16	1,68	2,01	1,64	1,26	1,53	0,56	1,68	0,40	1,68	0,779	0,769	2,987	4,219
7	☑	-Y	Uniforme	0,00	1,81	1,96	1,86	1,39	1,47	1,44	0,48	1,96	0,34	1,96	1,081	1,056	4,104	5,796
8	☑	-Y	Forze statiche	0,00	2,20	1,54	2,25	1,67	1,15	1,71	0,57	1,54	0,41	1,54	0,700	0,691	2,685	3,793
9	☑	+X	Uniforme	176,08	1,44	1,68	1,50	1,10	1,26	1,14	0,38	1,68	0,27	1,68	1,163	1,148	4,459	6,298
10	☑	+X	Uniforme	-176,08	1,41	1,96	1,48	1,07	1,47	1,13	0,37	1,68	0,26	1,68	1,391	1,373	4,572	6,458
11	☑	+X	Forze statiche	176,08	1,68	1,12	1,68	1,28	0,84	1,27	0,44	1,12	0,31	1,12	0,666	0,658	2,555	3,609
12	☑	+X	Forze statiche	-176,08	1,60	0,98	1,85	1,22	0,73	1,41	0,42	0,98	0,30	0,98	0,611	0,603	2,344	3,310
13	☑	-X	Uniforme	176,08	1,49	1,26	1,26	1,13	0,95	0,96	0,39	1,40	0,27	1,40	0,848	0,837	3,613	5,104
14	☑	-X	Uniforme	-176,08	1,39	1,54	1,69	1,06	1,16	1,29	0,36	1,26	0,26	1,26	1,109	1,095	3,481	4,916
15	☑	-X	Forze statiche	176,08	1,71	1,12	2,00	1,30	0,84	1,52	0,45	1,26	0,32	1,26	0,657	0,648	2,833	4,002
16	☑	-X	Forze statiche	-176,08	1,60	0,84	2,26	1,22	0,63	1,72	0,42	0,84	0,30	0,84	0,526	0,519	2,016	2,848
17	☑	+Y	Uniforme	209,46	1,76	1,96	1,80	1,36	1,47	1,41	0,47	1,54	0,33	1,54	1,110	1,080	3,287	4,642
18	☑	+Y	Uniforme	-209,46	1,81	2,38	1,91	1,39	1,79	1,48	0,48	2,24	0,34	2,24	1,312	1,285	4,699	6,637
19	☑	+Y	Forze statiche	209,46	2,15	1,68	1,99	1,63	1,26	1,51	0,56	1,82	0,40	1,82	0,783	0,773	3,252	4,593
20	☑	+Y	Forze statiche	-209,46	2,07	0,84	2,76	1,57	0,63	2,09	0,54	0,84	0,38	0,84	0,407	0,402	1,562	2,206
21	☑	-Y	Uniforme	209,46	1,80	1,82	1,77	1,38	1,36	1,37	0,48	1,68	0,34	1,68	1,011	0,984	3,531	4,987
22	☑	-Y	Uniforme	-209,46	1,93	2,10	1,90	1,47	1,57	1,44	0,50	2,24	0,36	2,24	1,085	1,071	4,438	6,268
23	☑	-Y	Forze statiche	209,46	2,12	1,26	2,52	1,61	0,94	1,91	0,55	1,26	0,39	1,26	0,595	0,587	2,280	3,220
24	☑	-Y	Forze statiche	-209,46	2,18	1,26	2,56	1,66	0,94	1,94	0,57	1,40	0,40	1,40	0,576	0,569	2,456	3,469

Visualizza dettagli

ζ_E 1,0

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

Legenda colori
Verificato
Non verificato
Mancato decadimento
Non converge a p.p.
Analisi più gravosa

Esci

Figura 132. Risultati analisi definitivo

Dai risultati delle analisi si evince che le verifiche normative, in relazione all'evento sismico previsto relativo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, non sono soddisfatte. Le analisi eseguite indicano che la struttura presenta globalmente una vulnerabilità discreta rispetto al terremoto di progetto.

La vulnerabilità maggiore in relazione all'evento sismico risulta in direzione +Y con un valore di a_u pari al 40.2%. Mentre la condizione più gravosa in direzione X è caratterizzata da un indice di vulnerabilità pari a 59.8%

CONCLUSIONI

L'analisi sismica delle strutture in muratura appartenenti al patrimonio storico rappresenta un problema complesso a causa delle incertezze legate alla geometria, alle caratteristiche meccaniche dei materiali e al processo storico-evolutivo della struttura, questi aspetti devono essere adeguatamente considerati nel processo di analisi e l'unico strumento utile è rappresentato dal "percorso della conoscenza". In questo lavoro di tesi è stato approfondito e sviluppato questo aspetto, ritenuto indispensabile al fine di ottenere un modello numerico che rispecchi il comportamento reale della struttura. Attraverso le fasi di analisi storico-critica, rilievi e caratterizzazione dei materiali ottenuta grazie ai risultati della campagna di indagine sperimentale si è giunti ad un buon livello di conoscenza della struttura.

Un aspetto determinante, nonché centrale in questo lavoro di tesi, è rivestito dalle prove dinamiche, che hanno consentito l'identificazione dinamica dell'edificio attraverso la conoscenza dei parametri modali che lo caratterizzano.

La configurazione delle prove dinamiche è stata progettata al fine di individuare le deformate di piano ed i modi traslazionali della torre quadrata, pertanto i modi individuati sono ben descritti dal punto di vista traslazionale in tutta la struttura, mentre dal punto di vista torsionale la caratterizzazione è esaustiva per le deformate di piano e meno esauriente nel descrivere gli aspetti torsionali della torre.

I risultati ottenuti dalla caratterizzazione hanno consentito di individuare i primi cinque modi di vibrare della struttura:

- Il primo modo di vibrare della struttura corrisponde ad una frequenza di 2,00 Hz, ed è relativo ad un modo flessionale lungo x (direzione Nord-Sud);
- Il secondo modo di vibrare, con una frequenza di 2,60 Hz, coincide con un modo flessionale lungo y (direzione Est-Ovest);
- Il terzo modo di vibrare ad una frequenza di 3,06 Hz, rappresenta un modo torsionale della struttura, la cui rotazione avviene attorno alla rotonda sita a Nord del castello;
- Il quarto modo di vibrare con frequenza 3,67 Hz, ancora torsionale ma con perno in corrispondenza della rotonda a Sud;
- Il quinto modo di vibrare con frequenza pari a 4,53 Hz, individua una rotazione attorno alla torre quadrata;

Queste informazioni sono state indispensabili per la taratura del modello effettuata dopo un'analisi di sensibilità che ha individuato come parametro fisico da tarare il modulo elastico relativo a tre macro-elementi: le due rotonde, la torre quadrata, il corpo centrale del castello. L'identificazione dinamica e il conseguente aggiornamento del modello consente di dire che:

- la torre quadrata presenta una rigidezza maggiore rispetto al resto dei macro-elementi individuati;
- le rotonde contribuiscono notevolmente al comportamento globale dell'edificio, infatti variando la loro rigidezza variano notevolmente le forme modali 4 e 5, solo dopo diverse iterazioni si è giunti alla convergenza tra forme di calcolo e sperimentali.;

Sul modello tarato è stata condotta un'analisi statica non lineare che ha fornito un'idea generale sul comportamento globale dell'edificio. Dall'analisi dei risultati è emerso che la struttura è vulnerabile nei confronti del sisma previsto dalle vigenti normative, l'indice di vulnerabilità globale trovato è pari a a_u= 40.2 %.

L'analisi push-over è stata importante nel definire il comportamento globale dell'edifico, ma si è comunque consapevoli che un'analisi multi modale è lo strumento più efficace da affiancare alla fase di identificazione dinamica, inoltre lo studio della vulnerabilità va approfondito con l'analisi dei meccanismi locali. Pertanto si rimanda ad un ulteriore lavoro che approfondisca l'analisi sismica dell'edificio attraverso un'analisi multi modale e lo studio dei meccanismi locali di collasso.

BIBLIOGRAFIA

Barraja E., *Bruzolo in val di Susa e il trattato del 1610.* Torino Tip. Della Gazzetta del Popolo, 1911

R. Ceravolo, G.V. Demarie. *ANALISI SISMICA per livelli di conoscenza del patrimonioarchitettonico.* C.L.U.T. Torino, 2009.

R. Ceravolo, G.V. Demarie. *Edifici esisteni in muratura:esempi di analisi e verifica strutturale in zona sismica.* C.L.U.T. Torino, 2004.

Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi. RELUIS

Nicola Augenti. *Il calcolo sismico degli edifici in muratura.* UTET libreria, 2004.

Giovanni Fabbroncino, C. Rainieri, G.M. Verderame. *L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti.*

Brincker, Palle Andersen e Rune. *Understanding Stochastic Subspace Identification.* University of Aalborg, Sohngaardsholvvej Aalborg, Denmark, 2006.

Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto Ministero delle Infrstrutture e dei trasposrti del 14 gennaio 2008 capitolo 5.2.

Giovanni Fabbrocino, C. Rainieri, G.M. Verderame. *L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti*. Università degli Studi del Molise,Consorzio ReLUIS; Università degli Studi di Napoli,Consorzio ReLuis, 2007.

Mevel, Michael Döhler e Laurent. *Fast Multi-Order Stochastic Subspace Identification.* Rennes Cedex (France): INRIA, 2010.

Norme Tecniche per le Costruzioni D.M.17/01/2018. Roma: Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2018.

Moor, Katrien De Cock e Bart De. *SUBSPACE IDENTIFICATION METHODS.* Belgio: Department of Electrical Engineering (ESAT-SCD), n.d.

Manuale 3Muri, S.T.A. data, versione 11.5, 2018.

SITOGRAFIA

ingvterremoti.wordpress.com i terremoti del 900

www.ingv.it/ufficio-stampa-e-cominicazione/Galleria-immagini

www.cordola.it/2016/02/17/il-castello-di-bruzolo-2/ s.d

www.cittametropolitana.torino.it/cms/sit-cartografico/beni-culturali/beni/vsusamed/vsusamed-bruzolo

ALLEGATO A

SAGGIO S1

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento esterno è realizzato con blocchi di pietra di varie dimensioni e forma non regolare. Nella parte inferiore i filari orizzontali risultano poco rispettati, invece nella parte superiore la muratura ha un buon rispetto dei filari orizzontali, stessa considerazione per lo sfalsamento dei giunti verticali. La presenza di diatoni risulta non regolare. La malta è di qualità intermedia.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

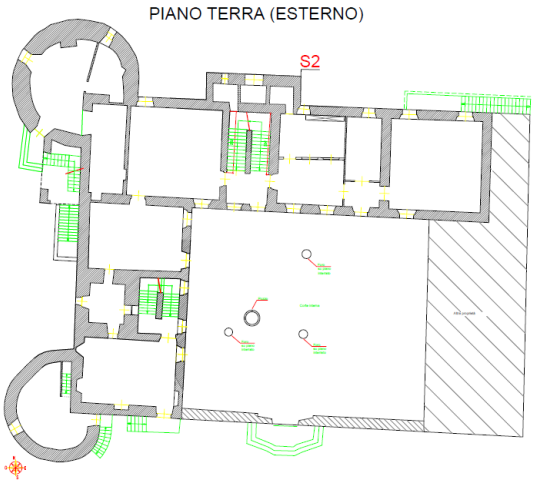
SAGGIO S1				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	R	2	2	1
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,31	3,85	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	161,9	836,1	3,3	334,5
valori massimi	276,0	1223,2	5,0	489,3
valori medi	219,0	1029,7	4,2	411,9

SAGGIO S2

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

La muratura è realizzata con elementi di varia forma e di dimensioni anche molto diverse tra loro, la tessitura muraria non è regolare. I filari orizzontali, così come lo sfalsamento dei giunti verticali è casuale. Si denota la presenza di diatoni mai completamente passanti ed in percentuale ridotta rispetto alla superficie muraria. La malta esternamente deteriorata, risulta scadente.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

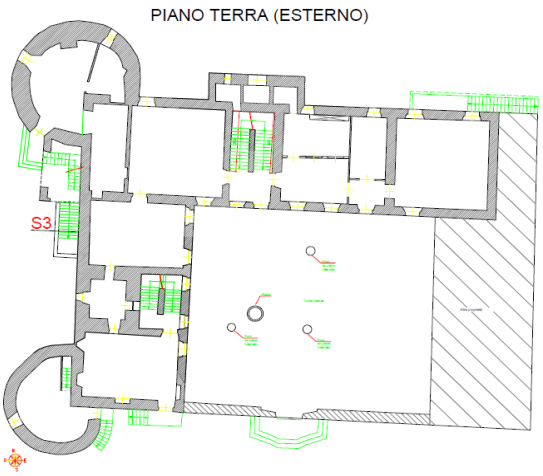
SAGGIO S2				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	NR	0	0	0
PD	PR	1	1,5	1
FEL	NR	0	0	0
SG	NR	0	0	0
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	NR	0,3	0,5	0,3

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	0,27	1	0,42
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	101,4	578,7	2,1	231,5
valori massimi	182,4	866,9	3,4	346,7
valori medi	141,9	722,8	2,7	289,1

SAGGIO S3

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

La parte inferiore della muratura è realizzata con pietre di medie dimensioni, nella parte più alta le pietre risultano di dimensioni modeste e forma irregolare. Si evidenzia una buona tessitura con il parziale rispetto dei filari orizzontali ma uno scarso sfalsamento dei giunti verticali. Risulta una parziale presenza di diatoni. La qualità della malta è intermedia.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

SAGGIO S3				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	NR	0	0	0
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	1,68	2,8	1,715
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	140,1	746,3	2,8	298,5
valori massimi	242,8	1099,8	4,3	439,9
valori medi	191,5	923,1	3,6	369,2

SAGGIO S4

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

DESCRIZIONE MURATURA

Gli elementi della muratura presentano forma irregolare infatti all'interno dello stesso paramento si riscontra la presenza di elementi di piccole e medie dimensioni. La qualità degli elementi risulta ben conservata. Il paramento presenta un parziale rispetto dei filari orizzontali ma risulta assente lo sfalsamento tra i giunti verticali. La malta risulta degradata nella parte bassa del muro e maggiormente presente nella parte alta.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

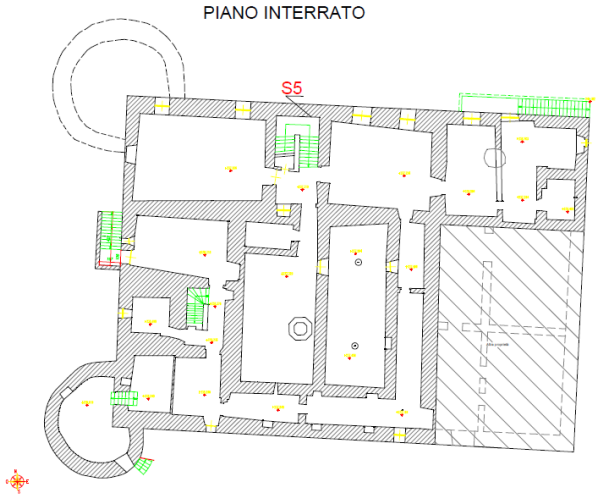
SAGGIO S4				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	NR	0	0	0
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	R	1	1	1

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,4	4	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	165,3	849,8	3,3	339,9
valori massimi	281,1	1241,9	5,0	496,8
valori medi	223,2	1045,9	4,2	418,3

SAGGIO S5

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

La muratura è realizzata con pietre di vario tipo e presentano forme molte irregolari con dimensioni medio-piccole. Gli elementi sono posti in opera in maniera poco ordinata infatti è evidente l'assenza di sfalsamento dei giunti verticali ed una parziale presenza di orizzontalità dei filari. Si può inoltre notare una parziale presenza di diatoni non uniformemente distribuita, e una qualità della malta scadente.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

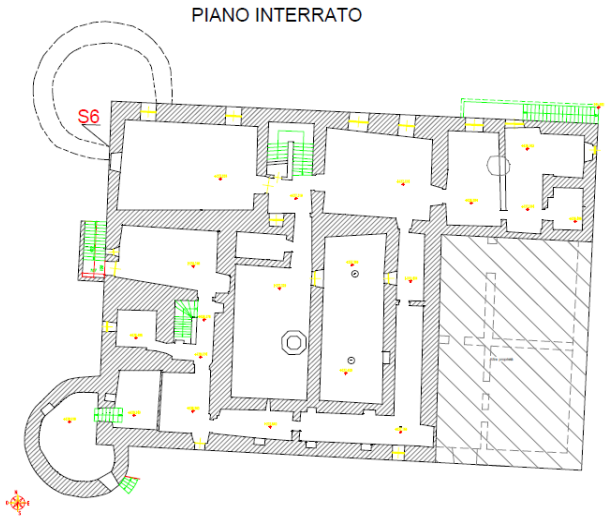
SAGGIO S5				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANOA	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	NR	0	0	0
SG	NR	0	0	0
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	1,05	2,1	1,225
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	121,2	666,1	2,5	266,5
valori massimi	213,7	988,8	3,9	395,5
valori medi	167,5	827,5	3,2	331,0

SAGGIO S6

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

La muratura è costituita da elementi con forme e dimensioni fortemente irregolari ma di buona qualità, infatti, risulta poco degradata e ben conservata. La tessitura è poco regolare con una discreta presenza di filari orizzontali e sfalsamento dei giunti verticali. Nonostante le due pareti sono costituite dalla stessa muratura, l'ammorsamento tra di esse è poco efficace. La malta è mediamente friabile.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

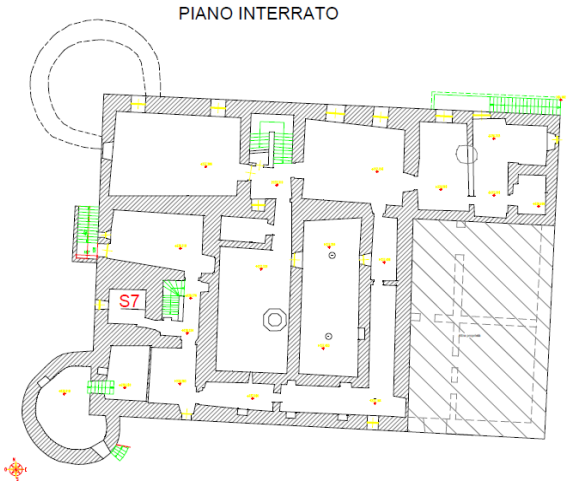
SAGGIO S6				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	NR	0	0	0
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	R	1	1	1

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	1,8	3,5	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	144,0	762,7	3,3	305,1
valori massimi	248,8	1122,3	5,0	448,9
valori medi	196,4	942,5	4,2	377,0

SAGGIO S7

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento è realizzato con elementi di diversa forma e dimensione che risultano essere in buono stato di conservazione. La tessitura muraria presenta rispetto parziale sia dell'orizzontalità dei filari che dello sfalsamento dei giunti. In corrispondenza dell'estremità della parete si evince una parziale presenza di diatoni. La qualità della malta è intermedia e risulta erosa in superficie ma più compatta in profondità, invece nella parte alta del paramento si riscontra presenza di malta anche in superficie.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

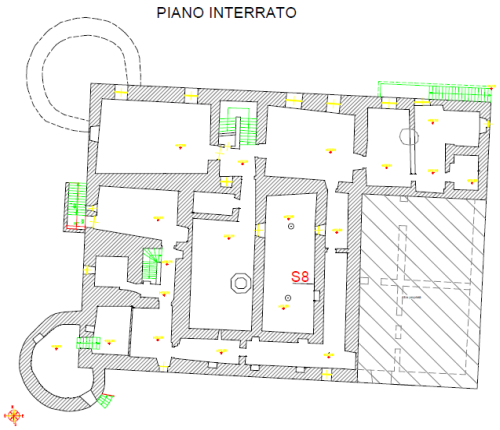
SAGGIO S7				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	NR	0	0	0
FEL	NR	0	0	0
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	R	1	1	1

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	1,5	2,5	2,1
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm^2)	E (N/mm^2)	τ_0 (N/cm^2)	G (N/mm^2)
valori minimi	134,4	722,5	3,0	289,0
valori massimi	234,1	1066,9	4,7	426,8
valori medi	184,3	894,7	3,9	357,9

SAGGIO S8

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento murario è composto dalla compresenza di elementi di diverse forme, con particolare prevalenza di elementi di media dimensione. In generale le pietre risultano poco degradate. La tessitura muraria appare disordinata, infatti, risulta assente la presenza di orizzontalità dei filari e sfalsamento dei giunti verticali. La malta si presenta con un scarso stato di conservazione.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

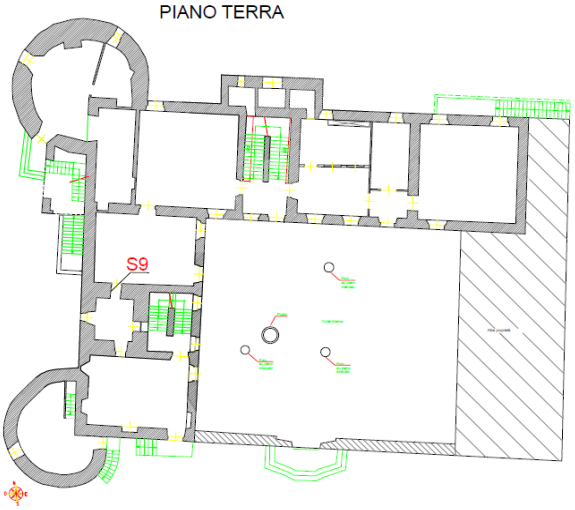
SAGGIO S8				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	NR	0	0	0
FEL	PR	1,5	1	1
SG	NR	0	0	0
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	NR	0	0	0
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	0,42	1,75	0,14
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	104,9	594,6	2,0	237,8
valori massimi	188,0	889,1	3,2	355,6
valori medi	146,5	741,8	2,6	296,7

SAGGIO S9

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

La muratura è realizzata con pietre dello stesso tipo, di buona qualità ma di dimensioni diverse. Si evidenzia la compresenza di elementi sia di forma regolare che di forma irregolare. C'è una situazione intermedia fra il rispetto ed il non rispetto dei filari orizzontali così come dei giunti verticali. L'indagine endoscopica ha messo in evidenza come questo strato portato alla luce è un rivestimento che nasconde una muratura in pietra naturale, e quindi la valutazione dei relativi indici di qualità muraria è poco rappresentativa.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

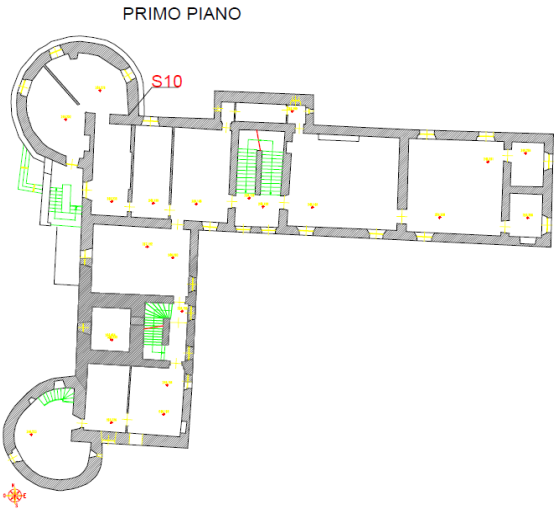
SAGGIO S9				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	NR	0,3	0,5	0,3

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	0,81	2,25	0,945
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	114,7	637,9	2,4	255,2
valori massimi	203,5	949,6	3,7	379,8
valori medi	159,1	793,7	3,0	317,5

SAGGIO S10

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Gli elementi costituenti la muratura sono abbastanza regolari e di media pezzatura. Tali elementi risultano ben conservati e ancora di discreta qualità. Inoltre sono posti in opera in maniera ordinata e con filari orizzontali sufficientemente regolari. Non risultano elementi di ammorsamento evidenti tra la parete della torretta a Nord e il corpo principale.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

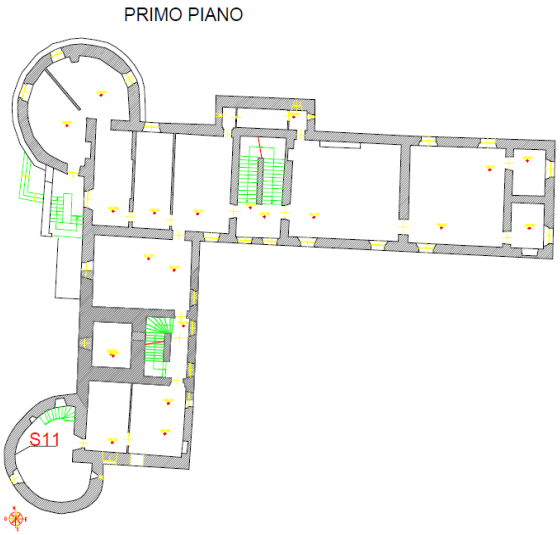
SAGGIO S10				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,1	3,5	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	154,3	805,1	3,3	322,0
valori massimi	264,5	1180,6	5,0	472,2
valori medi	209,4	992,8	4,2	397,1

SAGGIO S11

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

La tessitura del paramento murario appare disordinata e composta da elementi di diversa forma e dimensione, nonostante ciò la resistenza degli elementi risulta parzialmente rispettata. La presenza dell'importante fessura è testimonianza di una mancanza di quegli elementi che garantiscono il collegamento trasversale. La malta presente è di qualità intermedia.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

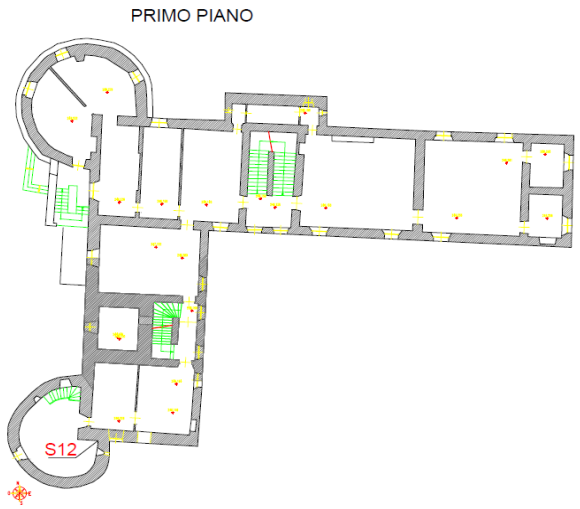
SAGGIO S11				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	NR	0	0	0
PD	PR	1	1,5	1
FEL	NR	0	0	0
SG	NR	0	0	0
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	0,84	1,75	1,225
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	115,5	641,4	2,5	256,6
valori massimi	204,7	954,4	3,9	381,8
valori medi	160,1	797,9	3,2	319,2

SAGGIO S12

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il pannello murario è formato da elementi prevalentemente piccoli e di forma diversa e di discreta qualità. Gli elementi sono disposti in modo da formare dei piani di posa orizzontali più o meno regolari, lo sfalsamento dei giunti verticali è parzialmente rispettato. E' evidente il distacco tra le due pareti e ciò implica un ammorsamento tra le stesse completamente assente.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

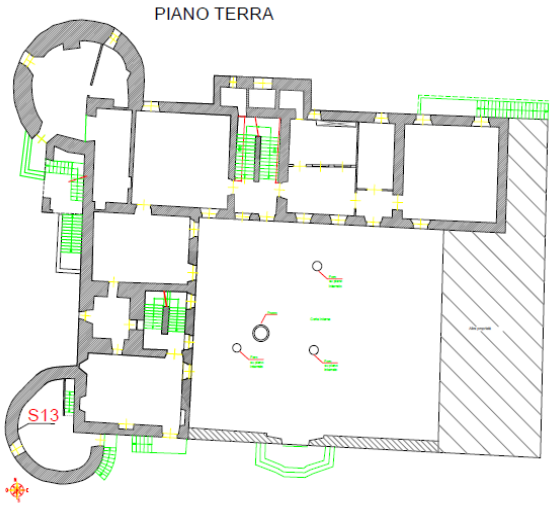
SAGGIO S12				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	NR	0	0	0
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	1,47	2,8	1,96
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	133,5	718,6	3,0	287,4
valori massimi	232,7	1061,5	4,6	424,6
valori medi	183,1	890,0	3,8	356,0

SAGGIO S13

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il pannello murario è formato da elementi prevalentemente piccoli di forma diversa ma di buona qualità, infatti la fessura non spacca nel mezzo gli elementi ma segue una via preferenziale che nasce a causa della completa assenza di ingranamento su una linea verticale della parete. Inoltre si denota una parziale presenza di elementi che garantiscono ingranamento trasversale.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

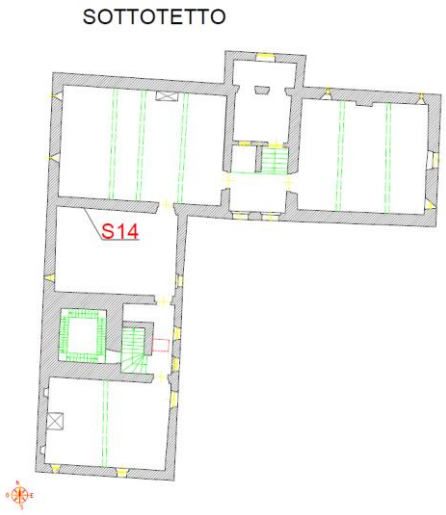
SAGGIO S13				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	NR	0	0	0
PD	PR	1	1,5	1
FEL	NR	0	0	0
SG	NR	0	0	0
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	NR	0	0	0
RFEL	R	1	1	1

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	0,3	2	0,15
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	102,1	581,8	2,0	232,7
valori massimi	183,5	871,3	3,2	348,5
valori medi	142,8	726,5	2,6	290,6

SAGGIO S14

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

La muratura è costituita da blocchi di pietre prevalentemente di medie dimensioni e non squadrati, per migliorare l'ingranamento tra le stesse sono inserite delle pietre di piccole dimensioni. In generale tutti gli elementi presentano una scarsa qualità. La tessitura appare irregolare con un parziale rispetto dello sfalsamento dei giunti verticali e dell'orizzontalità dei filari. La malta è di mediocre consistenza.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

SAGGIO S14				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,1	3,5	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	154,3	805,1	3,3	322,0
valori massimi	264,5	1180,6	5,0	472,2
valori medi	209,4	992,8	4,2	397,1

SAGGIO S15

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

DESCRIZIONE MURATURA

La parete muraria del corpo torre è realizzata con pietre le cui dimensioni sono prevalentemente medie e presentano una buona resistenza. La tessitura del corpo torre appare abbastanza regolare con una discreta orizzontalità dei filari ed uno scarso sfalsamento dei giunti. Tra le due pareti si evidenzia un ammorsamento quasi assente infatti non si riscontra nessun elemento di collegamento tra le stesse. La qualità della malta risulta scadente.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

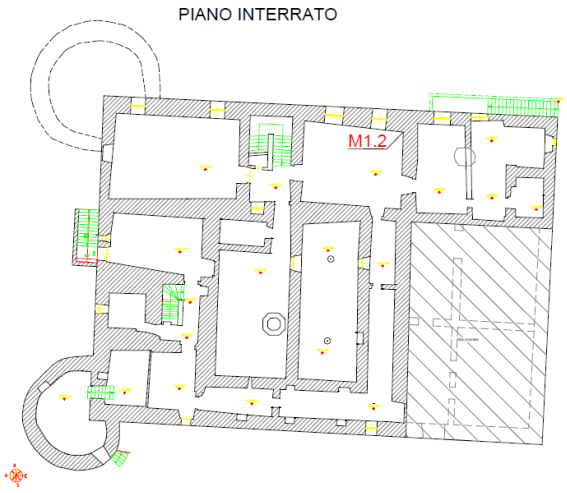
SAGGIO S15				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,1	3,5	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	154,3	805,1	3,3	322,0
valori massimi	264,5	1180,6	5,0	472,2
valori medi	209,4	992,8	4,2	397,1

SAGGIO M1.2 PI

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento murario è prevalentemente composto da elementi di forma irregolare di varia pezzatura. La tessitura presente è fortemente irregolare, i tratti orizzontali sono interrotti con qualche sfalsamento sulla facciata muraria. Gli elementi sono di scarsa qualità, e la malta è mediamente friabile. L'ammorsamento tra le tue pareti è poco efficace infatti non risultano elementi evidenti di collegamento.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

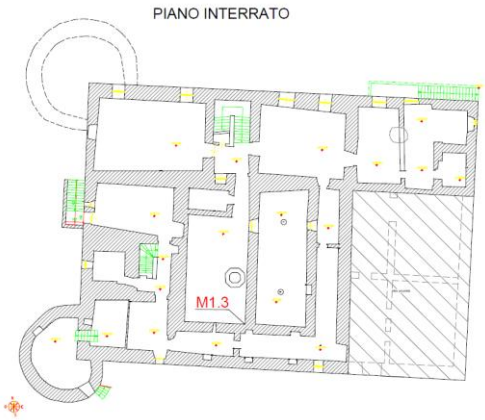
SAGGIO M1.2 PI				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	NR	0	0	0
PD	PR	1	1,5	1
FEL	NR	0	0	0
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	NR	0,3	0,5	0,3

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	0,36	1,25	0,63
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	103,5	588,2	2,2	235,3
valori massimi	185,7	880,1	3,5	352,0
valori medi	144,6	734,1	2,9	293,7

SAGGIO M1.3 PI

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento è composto da elementi di forma poco regolare e di media qualità, gli elementi lapidei sono in buono stato di conservazione. La tessitura risulta poco regolare e si evidenzia una situazione intermedia tra il rispetto ed il non rispetto dell'orizzontalità dei filari. La malta è mediamente friabile con presenza di tracce di umidità. La presenza di conci di maggiori dimensioni in corrispondenza del collegamento tra le pareti fa sì che ci sia un buon ammorsamento tra le stesse.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

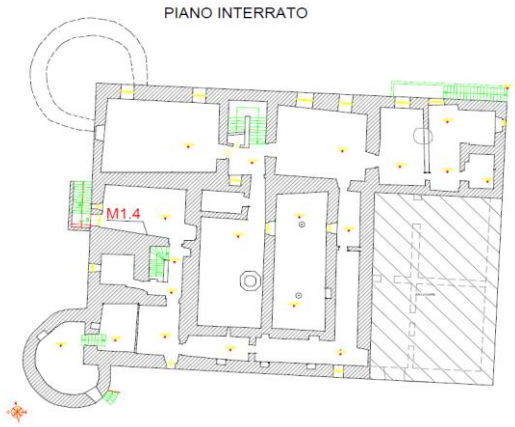
SAGGIO M1.3 PI				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,1	3,5	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	154,3	805,1	3,3	322,0
valori massimi	264,5	1180,6	5,0	472,2
valori medi	209,4	992,8	4,2	397,1

SAGGIO M1.4 PI

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento murario è costituito da pietrame naturale squadrato di buona qualità. Gli elementi lapidei sono in buono stato di conservazione. La tessitura del paramento è mediamente regolare così come l'orizzontalità dei filari e lo sfalsamento dei giunti verticali. La malta risulta essere poco friabile e di discreta qualità

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

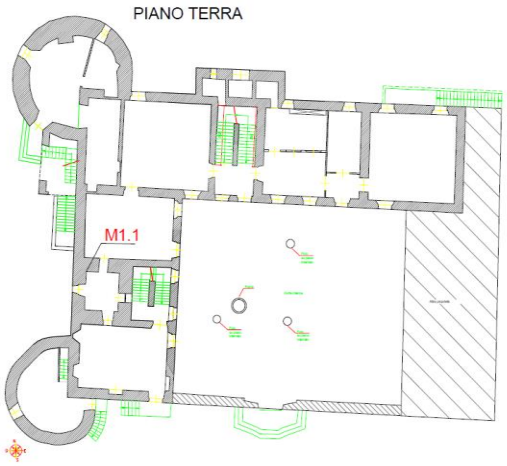
SAGGIO M1.4 PI				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,1	3,5	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	154,3	805,1	3,3	322,0
valori massimi	264,5	1180,6	5,0	472,2
valori medi	209,4	992,8	4,2	397,1

SAGGIO M1.1 PT

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Entrambi i paramenti murari sono composti da mattoni pieni. Dai risultati dell'endoscopia è emerso che tale paramento è probabilmente un rivestimento esterno, infatti al di sotto di questo si è riscontrata la presenza di elementi lapidei che fanno ipotizzare una muratura piena in pietrame naturale. Gli elementi in laterizio risultano essere in buono stato di conservazione. La malta è mediamente friabile. Le due pareti presentano un buon ammorsamento.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

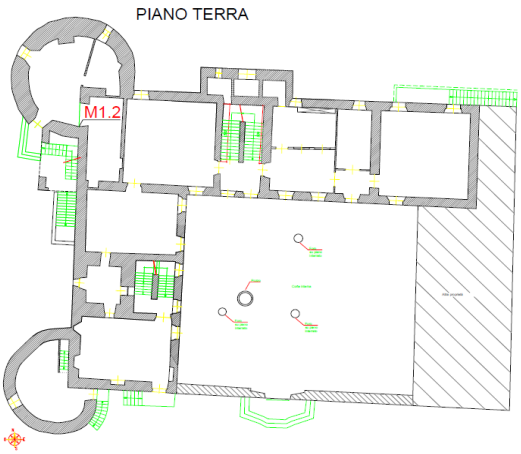
SAGGIO M1.1 PT				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	R	2	2	1
PD	PR	1	1,5	1
FEL	R	3	2	2
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	3,15	4,9	3,185
CATEGORIA MURARIA	B	B	B

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	196,4	973,0	3,9	389,2
valori massimi	327,3	1409,5	5,8	563,8
valori medi	261,9	1191,2	4,8	476,5

SAGGIO M1.2 PT

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il saggio mette in evidenza la differenza tra il pannello murario del corpo centrale del castello, costituito da mattoni pieni (probabilmente si tratta di un rivestimento), e la muratura esterna della torre che risulta essere composta da pietrame naturale di media e grande pezzatura. La qualità delle due murature è differente infatti quella del corpo centrale del castello è di buona qualità al contrario quella della torre è di scarsa qualità. La malta è mediamente friabile. Non sono presenti elementi di collegamento tra i due paramenti murari.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

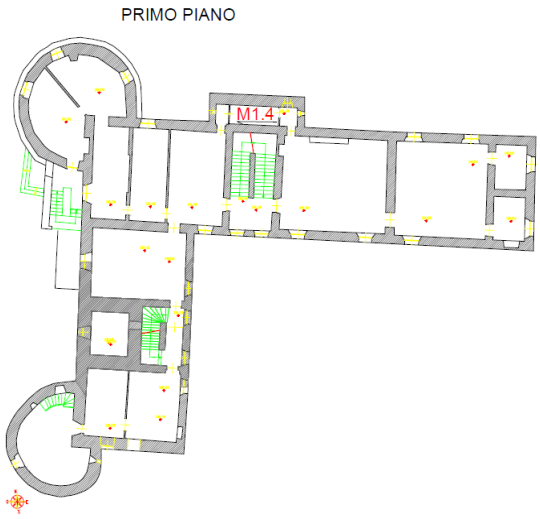
SAGGIO M1.2 PT				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	R	2	2	1
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	NR	0	0	0
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,31	3,85	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	161,9	836,1	3,3	334,5
valori massimi	276,0	1223,2	5,0	489,3
valori medi	219,0	1029,7	4,2	411,9

SAGGIO M1.4 PP

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento è costituito da elementi prevalentemente di forma irregolare di piccola e media pezzatura. La tessitura muraria è irregolare, e gli elementi che la costituiscono sono di qualità scadente infatti, risultano essere in uno pessimo stato di conservazione. La malta risulta essere abbastanza friabile e di scarsa qualità.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA

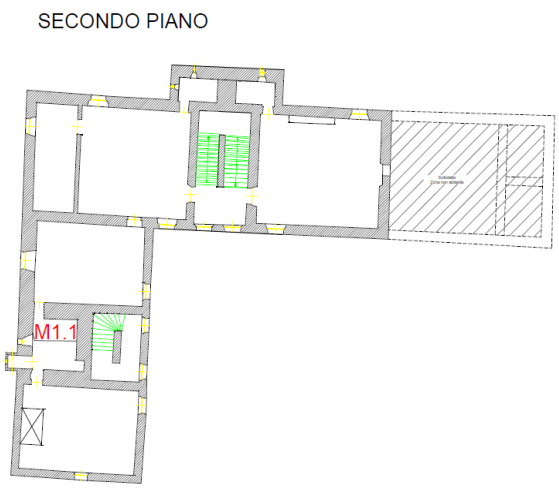
SAGGIO M1.4 PP				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	NR	0	0	0
PD	NR	0	0	0
FEL	NR	0	0	0
SG	NR	0	0	0
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	NR	0	0	0
RFEL	NR	0,3	0,5	0,3

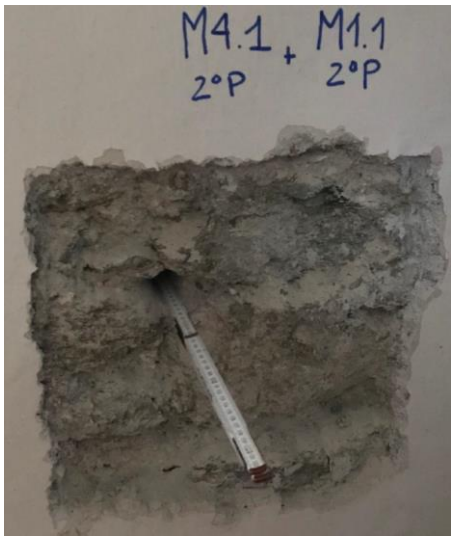
	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	0,03	0,25	0,015
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm^2)	E (N/mm^2)	τ_0 (N/cm^2)	G (N/mm^2)
valori minimi	95,9	554,2	1,9	221,7
valori massimi	173,7	832,4	3,1	333,0
valori medi	134,8	693,3	2,5	277,3

SAGGIO M1.1 PS

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA





DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento murario è composta da elementi lapidei di media e grande pezzatura abbastanza squadrati. La tessitura muraria è abbastanza regolare, il rispetto dei filari orizzontali e lo sfalsamento dei giunti verticali è mediamente soddisfatto. Lo stato di conservazione degli elementi risulta buono così come la consistenza della malta.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

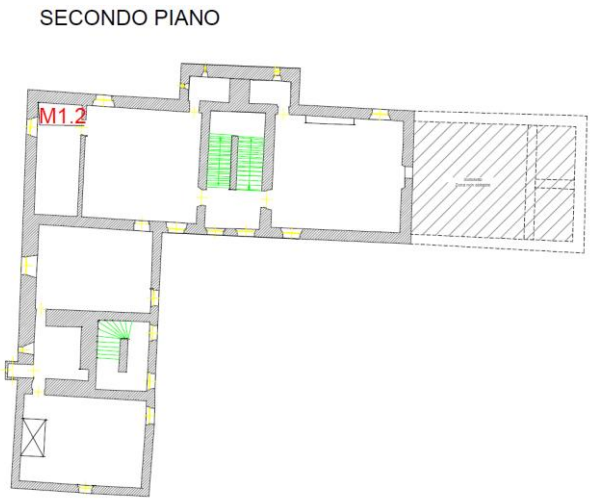
SAGGIO M1.1 PS				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	R	3	2	2
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,73	4,2	2,94
CATEGORIA MURARIA	B	B	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	178,3	902,0	3,7	360,8
valori massimi	300,5	1313,1	5,5	525,2
valori medi	239,4	1107,5	4,6	443,0

SAGGIO M1.2 PS

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Il paramento murario è composto da elementi lapidei di media pezzatura. La tessitura muraria è abbastanza regolare con un buon rispetto dell'orizzontalità dei filari e lo sfalsamento dei giunti verticali. Gli elementi lapidei risultano essere in buono stato di conservazione e la malta presenta una buona consistenza. La presenza di pietre di maggiore dimensione tra le due parenti fanno sì che ci sia un buon ammorsamento tra le stesse.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

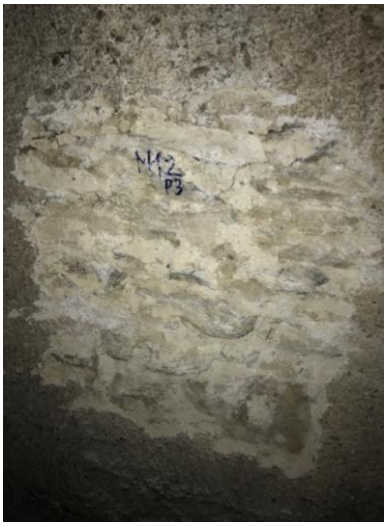
SAGGIO M1.2 PS				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,1	3,5	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	154,3	805,1	3,3	322,0
valori massimi	264,5	1180,6	5,0	472,2
valori medi	209,4	992,8	4,2	397,1

SAGGIO M1.2 ST

LOCALIZZAZIONE SAGGIO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



DESCRIZIONE MURATURA

Gli elementi componenti il paramento sono di media pezzatura e di forma abbastanza regolare. La tessitura è abbastanza regolare con un buon rispetto dell'orizzontalità dei filari e dello sfalsamento dei giunti verticali. Gli elementi lapidei sono ben conservati, e la malta presenta una buona consistenza.

DETERMINAZIONE INDICE QUALITA' MURARIA E PARAMETRI MECCANICI

SAGGIO M1.2 ST				
PARAMETRI DELLA REGOLA DELL'ARTE	GIUDIZI	PUNTEGGI AZIONI		
		A. VERTICALI	A. FUORI PIANO	A. NEL PIANO
OR	PR	1	1	0,5
PD	PR	1	1,5	1
FEL	PR	1,5	1	1
SG	PR	0,5	0,5	1
DEL	PR	0,5	0,5	0,5
MA	PR	0,5	0,5	1
RFEL	PR	0,7	0,7	0,7

	AZIONI VERTICALI	AZIONI FUORI PIANO	AZIONI NEL PIANO
IQM	2,1	3,5	2,45
CATEGORIA MURARIA	C	C	C

	PARAMETRI MECCANICI			
	fm (N/cm²)	E (N/mm²)	τ_0 (N/cm²)	G (N/mm²)
valori minimi	154,3	805,1	3,3	322,0
valori massimi	264,5	1180,6	5,0	472,2
valori medi	209,4	992,8	4,2	397,1