

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE



FACOLTÀ DI INGEGNERIA

---

*Corso di Laurea in Ingegneria Edile – Architettura*

IL COMPLESSO DELL'ABBAZIA DI SANT'URBANO:  
ANALISI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA TRAMITE METODI AVANZATI.

THE COMPLEX OF THE ABBEY OF SANT'URBANO:  
ANALYSIS OF SEISMIC VULNERABILITY THROUGH ADVANCED METHODS.

Relatore: Chiar.mo  
*Prof. Stefano Lenci*

Tesi di Laurea di:  
*Veronica Maggiore*

Correlatore: Chiar.mo  
*Ing. Francesco Clementi*

---

A.A. 2018/2019

*Alla mia famiglia,  
anche a quelli che mi guardano da lassù.*

*A chi mi ha aiutato a rialzarmi  
quando da sola non ce l'avrei fatta.*

## **INDICE**

<b>1. Introduzione</b>	1
<b>2. Sismicità del territorio italiano</b>	2
<b>3. Vulnerabilità sismica</b>	4
<b>4. Sequenza sismica Amatrice – Norcia – Visso</b>	9
<b>5. Strutture in muratura</b>	17
5.1 Sistema costruttivo	17
5.2 Caratteristiche meccaniche	28
5.3 Risposta sismica	35
<b>6. Metodi di modellazione</b>	38
6.1 Modellazione ad elementi finiti	39
<b>7. Metodi di analisi</b>	45
7.1 Analisi lineare dinamica	47
7.2 Analisi lineare statica	49
7.3 Analisi non lineare dinamica	51
7.4 Analisi non lineare statica	52
<b>8. Metodi di analisi – meccanismi locali</b>	59
8.1 Analisi con approccio cinematico lineare	61
<b>9. Il caso studio: l'abbazia di Sant'Urbano (MC)</b>	64
9.1 Introduzione	64

9.2 Analisi storica	68
9.3 Inquadramento territoriale	71
9.4 Descrizione dell'impianto architettonico	73
9.5 Fasi di costruzione del complesso	79
9.6 Il rilievo	82
9.7 Aspetto conoscitivo	88
9.8 Modellazione	93
9.9 Analisi dei carichi	105
9.10 Azione sismica	112
9.11 Combinazioni di carico	122
9.12 Analisi dinamica modale	123
9.13 Analisi statica non lineare:	
comportamento della chiesa	127
9.14 Calcolo degli indici di rischio relativi alla chiesa	145
9.15 Analisi statica non lineare:	
comportamento della chiesa con edifici adiacenti	155
9.16 Calcolo degli indici di rischio relativi alla chiesa con edifici adiacenti	169
9.17 Analisi delle vulnerabilità locali	178
<b>10. Conclusioni</b>	<b>186</b>
<b>Bibliografia e sitografia</b>	<b>187</b>
<b>Ringraziamenti</b>	

## 1. INTRODUZIONE

Lo scopo di questa tesi è quello di valutare il comportamento sismico di un edificio storico in muratura, analizzando nel dettaglio le risposte differenti che si ottengono al variare dei parametri interni alla modellazione stessa.

La struttura in esame è l'Abbazia benedettina di Sant'Urbano, un complesso di edifici che comprende la chiesa ed alcuni stabili ad essa adiacenti, uno dei punti di riferimento nell'epoca medievale della valle di San Clemente, situato per l'appunto nel comune di Airo in provincia di Macerata.

Il presente lavoro si articola nelle fasi seguenti:

- Aspetti generali delle costruzioni in muratura;
- Caratteristiche sismiche del territorio italiano, con riferimenti all'ultima sequenza sismica subita;
- Metodi di modellazione ed analisi secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 ed associata Circolare del 21 gennaio 2019;
- Fasi conoscitive, di modellazione, di analisi, di verifica del caso di studio;
- Risultati e conclusioni.

Nello studio dell'edificio in esame, sono stati seguiti due filoni paralleli: è stato considerato ed analizzato in primis il corpo abbaziale da solo, poi le stesse analisi sono state effettuate alla chiesa in interazione con gli edifici confinanti per verificare gli eventuali benefici o svantaggi di questa aggiunta cronologicamente successiva.

La volontà di redazione di questo lavoro è nata dall'osservazione della tendenza degli ultimi eventi sismici e dai danni provocati: è evidente che non si possa prescindere dal convivere con il sisma nel territorio italiano, evidenza che tuttora è difficilmente assimilabile da chi ci vive, ma quello che il progettista può fare è prevenire il danno nella misura più estesa possibile tramite l'analisi delle vulnerabilità dell'edificato esistente.

## 2. SISMICITÀ DEL TERRITORIO ITALIANO

La penisola italiana è uno dei territori a maggiore rischio sismico del mar Mediterraneo, a causa della frequenza dei terremoti da cui è stata storicamente interessata e per l'intensità che diversi sismi hanno raggiunto, modificando l'assetto socio-economico del paese in maniera rilevante.

La sismicità del territorio italiano è legata soprattutto alla sua particolare locazione geografica: l'Italia è situata nella zona di convergenza tra la placca africana e quella eurasiatica (escludendo la Sardegna, la quale non risente particolarmente di eventi sismici), perciò viene sottoposta a forti spinte compressive, le quali portano i blocchi di roccia ad accavallarsi gli uni sugli altri. La sismicità (rappresentabile attraverso la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti) è una caratteristica fisica intrinseca del territorio, così come le caratteristiche climatiche o quelle morfologiche del terreno. Il più alto grado di sismicità si concentra proprio lungo la dorsale appenninica, a partire dalle regioni centrali fino ad arrivare alla Calabria e alla Sicilia; non sono esenti i territori del nord Italia, tra i quali la regione del Friuli e parte del Veneto.

Riferendosi ad un arco temporale piuttosto recente, se si considera soltanto il XX secolo, ben 7 terremoti hanno avuto una magnitudo uguale o superiore a 6.5: nell'ultimo decennio ben tre sequenze sismiche (quella dell'Aquila nel 2009, quella dell'Emilia nel 2012 e quella del Centro Italia nel 2016) sono state caratterizzate da questa magnitudo, provocando ingenti danni alle zone colpite.

La peculiarità che differenzia l'Italia dagli altri paesi caratterizzati da elevata sismicità, quali la California o il Giappone, è il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata nel corso degli eventi: infatti in Italia esso risulta molto più alto. Ad esempio, il terremoto del 1997 in Umbria e nelle Marche ha prodotto un quadro di danno economico ed edilizio confrontabile con quello della California dopo il sisma del 1989, nonostante fosse caratterizzato da un'energia circa 30 volte inferiore (magnitudo

momento<sup>1</sup>  $M_w$  6.0 nel caso del sisma italiano contro una magnitudo momento  $M_w$  di 6.9 nel caso americano). Ciò è dovuto principalmente all'elevata vulnerabilità sismica che caratterizza la penisola italiana.

---

<sup>1</sup> Magnitudo Momento  $M_w$ : *“Si calcola sull'intero sismogramma ed è più rappresentativa della grandezza del terremoto; infatti si ottiene a partire dalla stima delle caratteristiche geometriche della faglia, ovvero della sua superficie totale e dello scorrimento lungo il piano di faglia.”*

Magnitudo Richter  $M_L$ : *“...Chiamata anche Magnitudo Locale, è ottenuta a partire dall'ampiezza massima delle oscillazioni registrate da un sismometro standard, chiamato Wood-Anderson, particolarmente sensibile a onde sismiche con frequenza relativamente elevata di circa 1 Hz.”*

Fonte: INGV.

### 3. VULNERABILITÀ SISMICA

Il territorio italiano viene classificato dalle nuove norme tecniche per le costruzioni come interamente sismico: il patrimonio edilizio esistente quindi è costituito in gran parte da edifici realizzati prima dell'introduzione di un testo contenente direttive sull'antisismica.

Si è reso fondamentale perciò eseguire un'analisi di vulnerabilità sismica degli edifici esistenti, allo scopo di garantire la sicurezza dei cittadini. Eseguire un'analisi di vulnerabilità significa valutare la predisposizione delle strutture a subire un danneggiamento o un crollo, più o meno elevati a seguito di un evento sismico di una data intensità. L'elevata vulnerabilità di un edificio (dovuta ad esempio alla sua tipologia edilizia, progettazione inadeguata, qualità scadente dei materiali utilizzati, modalità di costruzione, scarsa o assente manutenzione) porta a conseguenze molto negative per la struttura.

Affinché gli edifici abbiano una bassa vulnerabilità, la normativa attuale impone il rispetto di criteri antisismici, richiedendo che le strutture manifestino una risposta duttile alla sollecitazione: è previsto che gli edifici non si danneggino per terremoti di bassa intensità, non subiscano danni strutturali per terremoti di media intensità e non crollino in occasione di terremoti di forte intensità pur subendo gravi danni alla struttura.

In termini tecnici la vulnerabilità sismica di una struttura è rappresentata da un indicatore che mette in relazione la capacità di resistenza della struttura e la richiesta in termini di resistenza e/o spostamento del sisma.

Le procedure per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici possono essere condotte con diversi gradi di approfondimento e complessità di calcolo: da stime più qualitative, basate sul rilievo mediante schede delle principali caratteristiche degli elementi costitutivi dell'edificio, a complesse analisi numeriche mediante metodi di calcolo lineari e non lineari, come approfondito nel caso di studio.



La vulnerabilità sismica è un fattore che viene inserito all'interno del calcolo del rischio sismico: esso rappresenta un indicatore che ci permette di valutare l'insieme dei possibili effetti in termini di danni attesi che un terremoto può produrre in un determinato intervallo di tempo, in una determinata area, in relazione alla sua probabilità di accadimento ed al relativo grado di intensità. Il rischio è misurato attraverso la stima di perdite umane e del danno agli edifici e alle infrastrutture, causati dall'evento sismico.

Il rischio sismico di un territorio "R" può essere schematicamente valutato come la combinazione di tre fattori: la pericolosità "P", la vulnerabilità "V", l'esposizione "E".

La relazione che li lega è espressa tramite l'equazione:

$$R = P \times V \times E$$

La pericolosità sismica è la probabilità che si verifichi un terremoto di caratteristiche ben definite, in un determinato intervallo di tempo, in una determinata area. La pericolosità è una caratteristica fisica del territorio e rappresenta la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti (sismicità del sito). Il suo valore può essere espresso attraverso parametri fisici quali: il picco di accelerazione orizzontale al suolo (PGA), il picco di velocità orizzontale, l'ordinata spettrale di uno spettro di risposta elastico in termini di velocità o accelerazione. La collaborazione tra l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), esperti delle Università italiane e centri di ricerca, ha portato alla redazione della Mappa di Pericolosità Sismica 2004 (MPS04): essa descrive la pericolosità sismica del territorio attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante (fig. n° 3.1).

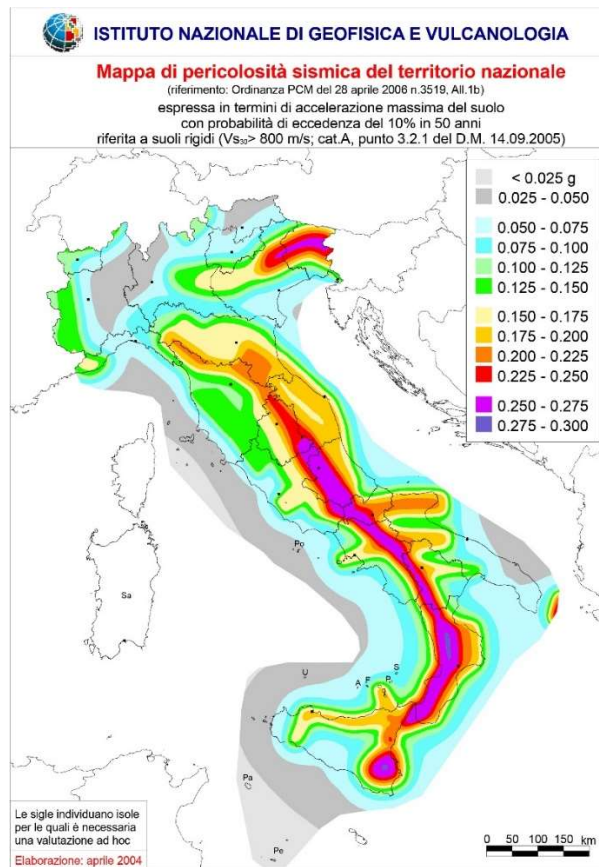


Figura n 3.1: mappa di pericolosità sismica (fonte: sito INGV)

La vulnerabilità sismica, come già descritto, è la predisposizione delle strutture a subire un danno più o meno elevato a seguito di un evento sismico, e la propensione delle persone a correre rischi di essere ferite più o meno gravemente: esprime la capacità dell'edificio di resistere all'evento sismico.

L'esposizione infine indica la possibilità che un territorio subisca un danno più o meno elevato in termini economici, di perdita di vite umane e di beni architettonici e culturali. L'esposizione urbanistica di una certa zona ci fornisce informazioni sui manufatti presenti e sul numero di persone che probabilmente saranno coinvolte nel terremoto.

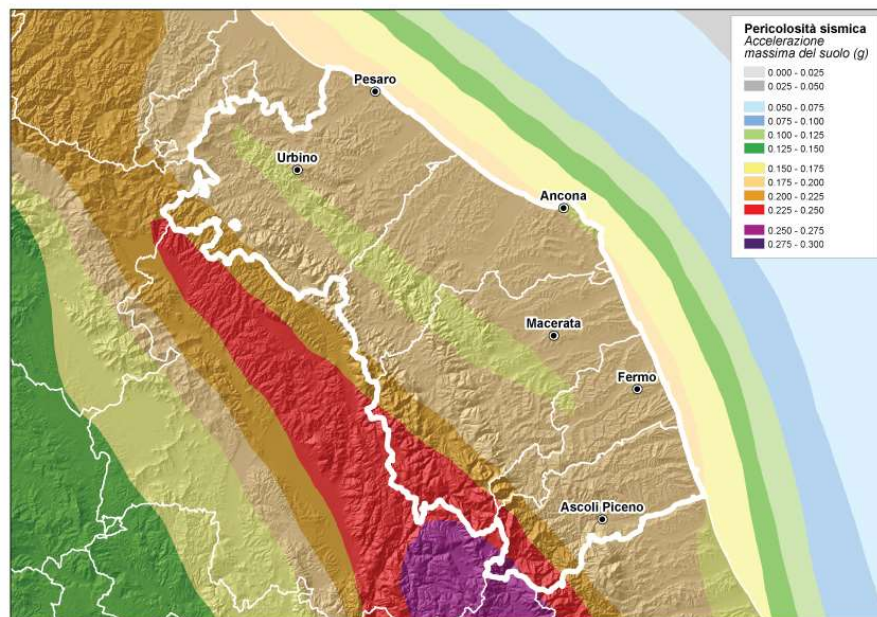


Figura n° 3.2: mappa di Pericolosità Sismica delle Marche (fonte: INGV)

La mappa in figura n° 3.2 mostra come la sismicità dell'Appennino Umbro-Marchigiano (e di conseguenza la sua pericolosità sismica) sia caratterizzata da tre fasce parallele: la prima, quella coi valori più alti, coincide con la dorsale appenninica, sede dei terremoti più distruttivi; la seconda fascia si distribuisce nella porzione più interna delle Marche, sede di terremoti forti anche con profondità ipocentrali elevate; la terza fascia è quella del fronte adriatico, quello più esterno della struttura appenninica. In generale la pericolosità sismica dell'intera regione Marche è elevata e alquanto uniforme sul suo territorio, influenzato in tutta la sua estensione dalla presenza della catena appenninica.

Nella determinazione del rischio sismico, risulta evidente come le componenti di pericolosità sismica ed esposizione del territorio non siano modificabili: ad esempio aree con elevata pericolosità sismica potrebbero risultare a basso o nullo rischio sismico se fossero deserte, o avessero edifici costruiti rigorosamente secondo le regole; mentre aree a bassa pericolosità sismica, ma su cui insistono molte strutture vulnerabili, potrebbero essere ad elevato rischio sismico. Quindi la possibilità di mitigare il rischio sismico si riflette unicamente nella riduzione della vulnerabilità sismica, attuando

politiche di prevenzione e messa in sicurezza degli edifici, vòlte al miglioramento del comportamento sismico della struttura.

L'Italia è un territorio caratterizzato da un elevato rischio sismico in termini di vittime, danni alle costruzioni, costi diretti e indiretti attesi a seguito di un sisma in quanto: la sua pericolosità è medio – alta dovuta alla frequenza e intensità dei fenomeni che si susseguono; la vulnerabilità è molto elevata a causa della fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale, produttivo e delle reti dei servizi; l'esposizione è altissima per la densità abitativa e la presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale variegato e peculiare.

#### 4. SEQUENZA SISMICA AMATRICE – NORCIA – VISSO

Tra l'agosto del 2016 e il gennaio del 2017 nel centro Italia si sono verificati degli eventi sismici di notevole intensità, rinominati dall'INGV come *sequenza sismica Amatrice – Norcia – Visso*, in quanto gli epicentri si trovano nelle aree comprese tra l'alta valle del Tronto, i Monti Sibillini, i Monti della Laga e i Monti dell'Alto Aterno. I danni dal punto di vista della popolazione si quantificano in 41 000 sfollati circa, 388 feriti, 299 morti, mentre dal punto di vista economico si stima una somma non inferiore a 4 miliardi di euro.

In ordine temporale, nel corso del 2016 gli eventi si articolano in tre intervalli ben distinguibili:

- Evento sismico Mw 6.0, 24 agosto ore 03:36.

L'epicentro di questo sisma si localizza in provincia di Rieti presso il comune di Accumoli (fig. n° 4.1), interessando soprattutto i comuni di Amatrice e Arquata del Tronto (oltre a quello dell'epicentro).

Il terremoto è stato chiaramente avvertito nelle province di Perugia, Ascoli Piceno, L'Aquila e Teramo.

SEQUENZA SISMICA AMATRICE – NORCIA – VISSO



Figura n° 4.1: localizzazione epicentrale dell'evento del 24 agosto 2016 (fonte: INGV)

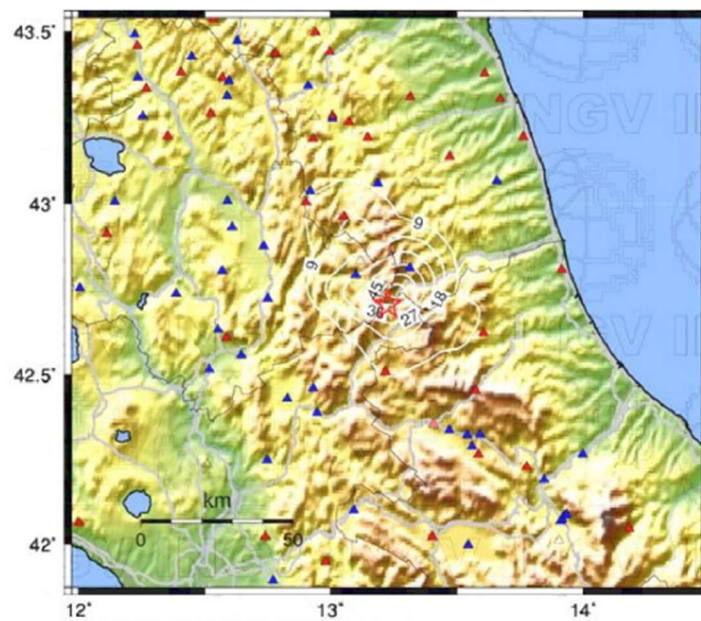


Figura n° 4.2: accelerazione di picco raggiunta nelle zone limitrofe all'epicentro (fonte: INGV)

I valori dell'accelerazione di picco più elevati sono pari a circa il 0,45g registrati proprio in una stazione di misurazione di Arquata del Tronto, che si trova a 11 km dall'epicentro (fig. n° 4.2).

La zona colpita dal terremoto, rientra nella fascia ad altissima pericolosità che corre lungo l'asse della catena appenninica: infatti, l'area è stata colpita da forti scosse di terremoto nel passato, soprattutto tra il XVII ed il XVIII secolo con magnitudo comprese tra 5.9 e 6.9.

- Evento sismico Mw 5.9, 26 ottobre ore 21:18.

L'epicentro del sisma è localizzato al confine tra la provincia di Macerata e quella di Perugia (fig. n° 4.3), distante circa 5 km a nord dall'epicentro della scossa delle 19:10 dello stesso giorno di Mw 5.4.

Il sisma delle 21:18 è stato seguito da numerose repliche di magnitudo minore. In questo caso, come anche nel precedente, la faglia attivata presenta piani di rottura paralleli alla direzione della catena appenninica: considerando la posizione dei nuovi epicentri, si ritiene che si sia attivata una nuova struttura, contigua con quella del 24 agosto.



Figura n° 4.3: localizzazione epicentrale dell'evento del 26 ottobre 2016 (fonte: INGV)

La zona attivata è localizzata nella fascia a maggiore pericolosità dell'Appennino: infatti, l'area di Norcia e Visso è stata interessata in passato da forti terremoti, di magnitudo stimata superiore a 6 come quello del 1328; inoltre, la zona interessata è adiacente a quella attiva nel 1997 (Colfiorito).

Le *shake maps* (mappe di scuotimento) evidenziano dei valori dell'accelerazione di picco pari a 0,35g alla stazione situata a Norcia, posta a 7 km dall'epicentro (fig. n° 4.4).



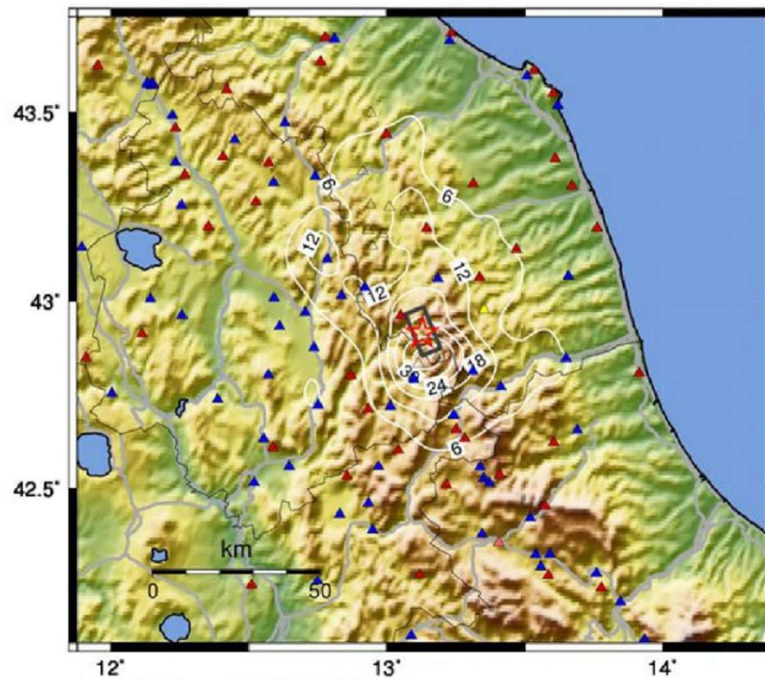


Figura n° 4.4: accelerazione di picco raggiunta nelle zone limitrofe all'epicentro (fonte: INGV)

- Evento sismico Mw 6.5, 30 ottobre ore 07:40.

L'epicentro è ubicato a 5 km da Norcia, 7 km da Castelsantangelo sul Nera e Preci, 10 km da Visso (fig. n° 4.5).

In questo caso, avendo raggiunto una magnitudo così elevata, la faglia attivata arriva a coinvolgere una superficie di qualche centinaio di chilometri quadrati: tutta questa ampia zona viene interessata da forte scuotimento.



Figura n° 4.5: localizzazione epicentrale dell'evento del 30 ottobre 2016 (fonte: INGV)

Il sisma del 30 ottobre risulta l'evento più forte della sequenza sismica iniziata con il terremoto del 24 agosto di magnitudo 6; subito dopo l'evento, si sono registrate moltissime repliche che raggiungono una magnitudo compresa tra 4 e 5, e che interessano sia il sistema di faglie attivatosi il 24 agosto che quello attivatosi il 26 ottobre.

Le *shake maps* mostrano, come anticipato, un'area estesa di forte scuotimento: l'accelerazione di picco raggiunta nella stazione nei pressi di Amatrice misura 0,45g (fig. n° 4.6); non è da trascurare il valore di 0,76g raggiunto nella stazione di Arquata del Tronto, ma questo risultato potrebbe comunque essere stato influenzato da effetti secondari quali cadute di oggetti o crolli.

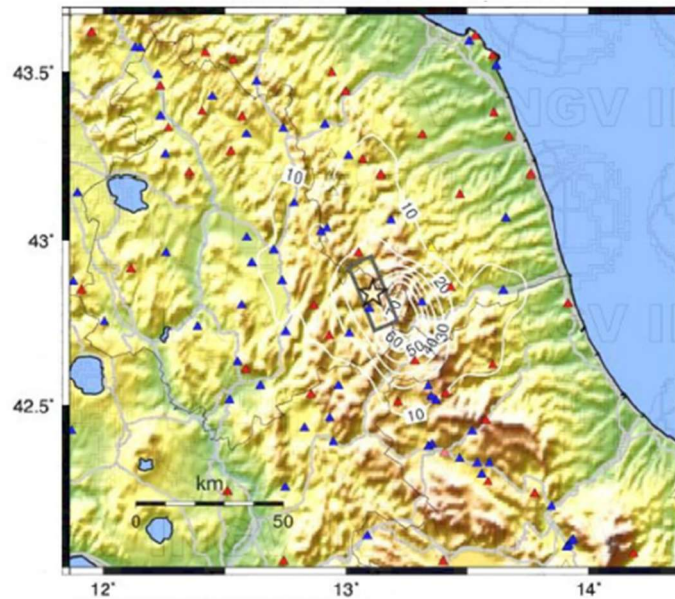


Figura n° 4.6: accelerazione di picco raggiunta nelle zone limitrofe all'epicentro (fonte: INGV)

Nella mattinata del 18 gennaio del 2017, in alcune località dell'aquilano si sono verificati altri tre eventi sismici di magnitudo superiore a 5. Questi eventi si collocano nella zona compresa tra la parte meridionale della sequenza sismica iniziata il 24 agosto 2016 e la parte nord – orientale della sequenza del terremoto dell'Aquila, come mostra la mappa di sismicità seguente (fig. n° 4.7).

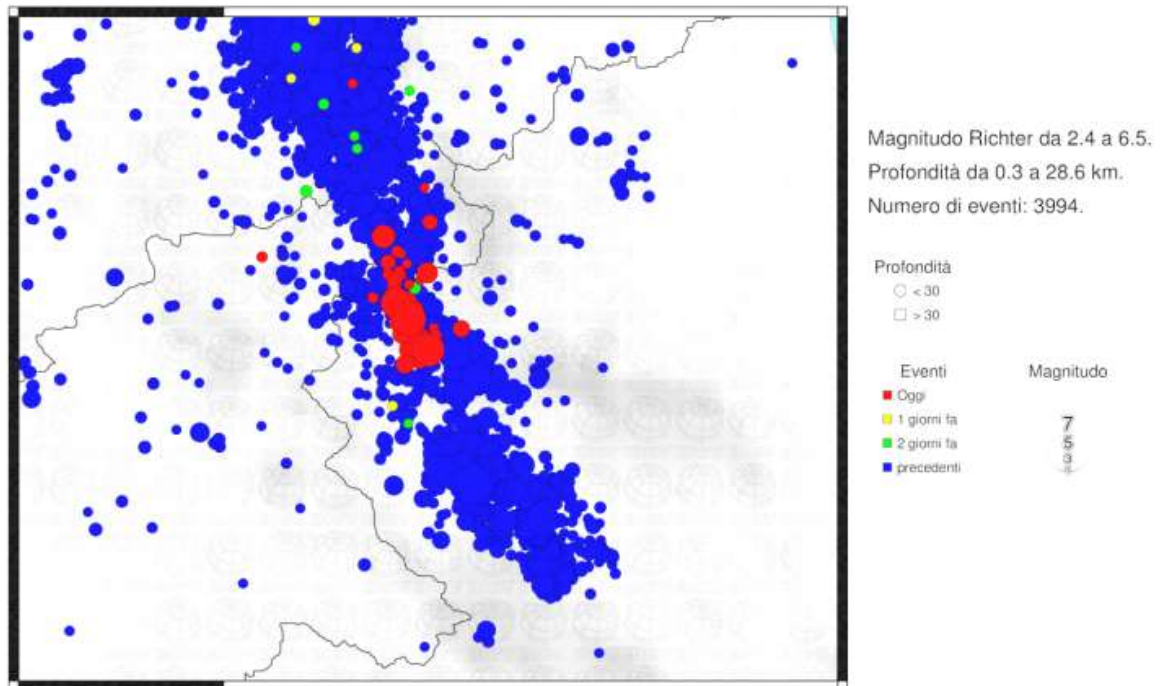


Figura n° 4.7: mappa di sismicità dal 01/01/2017 al 18/01/2017 (fonte: INGV)

L'area interessata dal sisma rientra in una zona ad altissima pericolosità sismica<sup>2</sup> con valori di accelerazione orizzontale attesa compresi nell'intervallo 0,250g – 0,275g; l'estensione della zona interessata dallo scuotimento è pari a circa 60 chilometri quadrati.

<sup>2</sup> Vedi fig. n° 3.1, capitolo 3.

## 5. STRUTTURE IN MURATURA

### 5.1 Sistema costruttivo

La muratura è una tipologia costruttiva diffusa prevalentemente in territorio europeo, culla di un ricco patrimonio ad elevato valore storico, artistico e architettonico, ma anche territorio ad elevata sismicità.

“Si intende per *muro* l’insieme di elementi pesanti di varia natura (pietra, laterizio) generalmente collegati tra loro mediante un legante”<sup>3</sup>.

Da questa definizione si evince che le costruzioni in muratura non sono realizzate con un unico componente che garantisce continuità alla struttura (come per altre tecnologie: acciaio, calcestruzzo armato, ...), ma piuttosto siano un assemblaggio di elementi dalle diverse proprietà; di per sé questo costituisce già un fattore di complessità nello studio di questa tecnologia costruttiva. L’impiego di un materiale piuttosto che di un altro dipendeva dalla disponibilità in loco del materiale stesso o dalla tradizione costruttiva locale: con il passare del tempo, le costruzioni subivano continue modificazioni, comportando la presenza di soluzioni di continuità negli elementi portanti poiché la nuova muratura (realizzata con tecniche e materiali differenti) non si ammorsava correttamente a quella esistente. Questo comporta che la muratura non manifesti un comportamento strutturale globale ben definito, in quanto la mancanza o la debolezza di collegamento tra le varie parti provochi in quelle più deboli la concentrazione di danni o di collasso parziale.

Si possono distinguere i muri in base alla tecnica di esecuzione in tre gruppi, quali:

- Muri a secco.

---

<sup>3</sup> Koenig G.K., Furiozzi B., Tecnologia delle costruzioni, vol. 2, Le Monnier, 2000

Sono costituiti dall'assemblaggio di blocchi (per la maggior parte in pietra) senza ricorrere all'uso di malte o leganti.

- Muri con malte.

È la tecnica di costruzione in muratura più diffusa nell'ambito dell'utilizzo del laterizio, dove gli elementi resistenti sono collegati tra loro mediante l'ausilio di leganti.

- Muri di getto.

Sono elementi realizzati con conglomerati (di varia natura) allo stato fluido, i quali modellano la struttura all'interno di cavità del terreno o casseforme.

Inoltre, considerando la loro posizione, i muri si possono dividere tra:

- Muri di fondazione;
- Muri di elevazione.

Ma il sistema costruttivo della muratura non si basa soltanto sul muro, quindi sull'elemento verticale: l'edificio deve essere concepito e realizzato come un assemblaggio tridimensionale di muri e solai ben collegati tra loro per garantire un corretto funzionamento scatolare (fig. n° 5.1.1), e conferire una opportuna stabilità e robustezza all'insieme. Lo scopo è quello di realizzare una struttura in cui tutti gli elementi cooperino nel resistere ai carichi applicati.

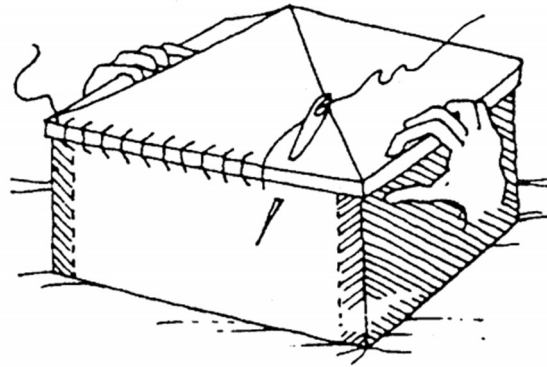


Figura n° 5.1.1: concezione scatolare della muratura (fonte: Touliatos 1996)

Perciò nell'organismo strutturale murario si possono individuare in maniera chiara gli elementi distinti per il diverso comportamento statico (fig. n° 5.1.2), nonché per le differenti modalità di trasmissione delle azioni alle fondazioni.

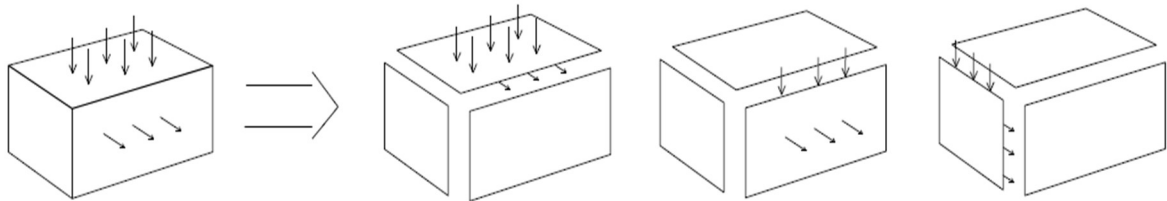


Figura n° 5.1.2: comportamento statico degli elementi della scatola

Gli elementi della scatola muraria sono (fig. n° 5.1.3):

- Orizzontamenti.  
Sono i solai di piano e di copertura, sono impegnati da azioni normali al proprio piano medio (quali peso proprio e sovraccarichi) e da azioni agenti nel piano medio legate alla distribuzione delle forze orizzontali.
- Muri portanti.

Il muro portante serve a scaricare a terra il peso delle strutture sovrastanti al muro stesso; esso risulta quindi impegnato sia da azioni verticali (peso proprio, carichi permanenti ed accidentali provenienti dagli orizzontamenti) che da azioni orizzontali ortogonali al piano medio (vento o sisma).

All'interno di questo gruppo, si possono distinguere due sottocategorie di muri:

- Muri perimetrali.  
Sono le pareti che costituiscono per l'appunto il perimetro della "scatola", vengono caricate dagli orizzontamenti da un solo lato.
- Muri di spina.  
Sono le pareti portanti disposte all'interno dell'edificio, perciò risultano più caricate di quelle perimetrali, pur essendo il carico ripartito in modo migliore.
  
- Muri di controvento.  
Sono quelli deputati prevalentemente a resistere ai carichi orizzontali nel piano medio.
  
- Muri divisorii.  
Queste pareti hanno come unica funzione quella di separare gli ambienti interni di un edificio, senza assolvere compiti statici.



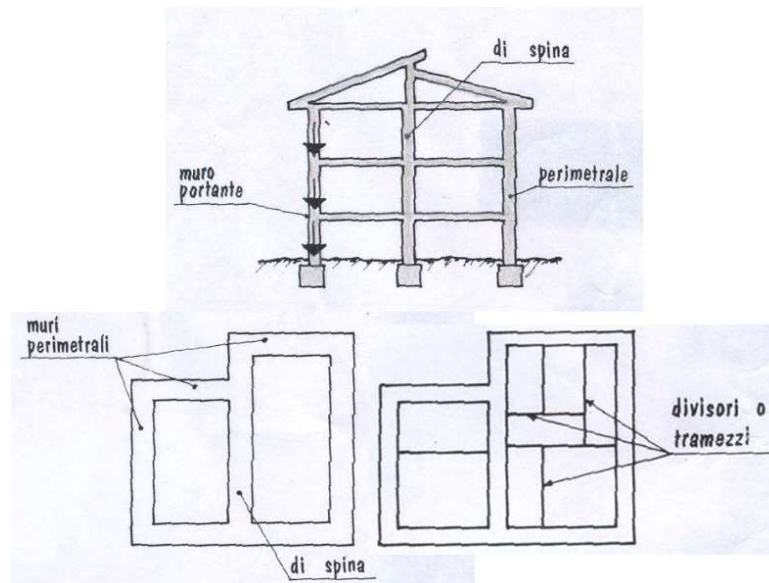


Figura n° 5.1.3: tipologia di muro secondo la sua funzione.

Il modo di assemblare gli elementi murari determina poi il comportamento complessivo dell'edificio: la stabilità alle azioni orizzontali richiede muri disposti secondo almeno due direzioni ortogonali, e la resistenza a queste azioni viene influenzata in maniera positiva dalla presenza di forze verticali stabilizzanti.

Ancora più fondamentale è il collegamento tra le pareti stesse e gli orizzontamenti di piano e di copertura: questi elementi garantiscono il funzionamento della scatola. Altro requisito che i solai devono assolvere è la rigidezza: infatti i solai flessibili (come quelli in legno) favoriscono comportamenti indipendenti delle pareti, le quali subiscono una forza sismica proporzionale alla massa del solaio relativa alla propria area di influenza (fig. n° 5.1.4).

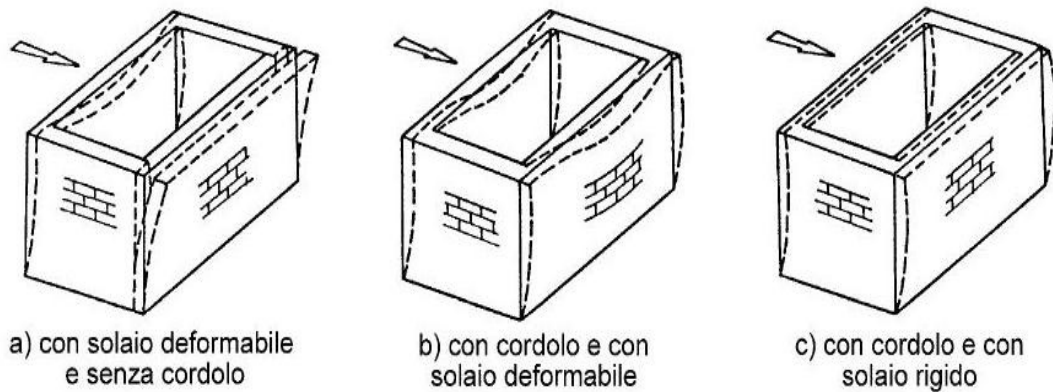


Figura n° 5.1.4: risposta dell'edificio alle azioni orizzontali in funzione della rigidità dell'orizzontamento (fonte: Macchi G. & Magenes G.)

Invece i solai rigidi fanno sì che le azioni orizzontali vengano redistribuite in funzione della rigidità delle pareti, sollecitando di più gli elementi più forti e di meno quelli meno rigidi (fig. n° 5.1.5).

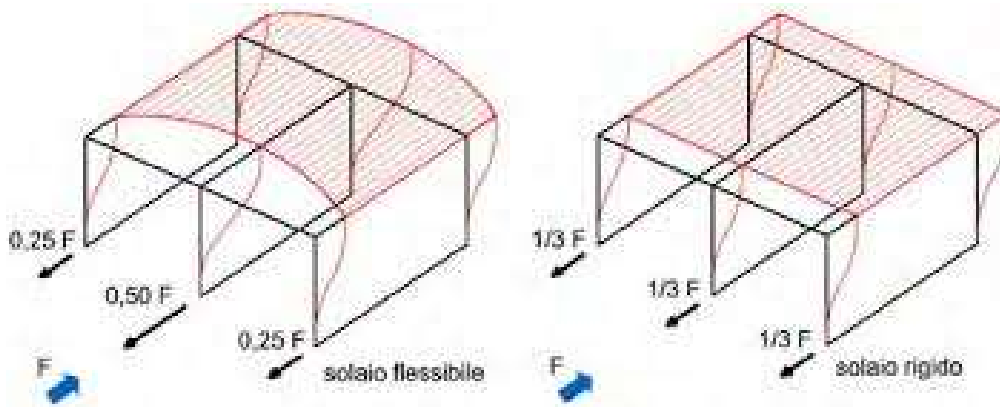


Figura n° 5.1.5: distribuzione delle azioni sismiche a parità di rigidità delle pareti verticali.

In generale, la resistenza dei muri alle forze agenti nel piano del muro stesso è molto maggiore rispetto alla resistenza a forze agenti ortogonalmente al piano (fig. n° 5.1.6): il muro si comporta in modo più efficace quando assolve la funzione di elemento di controvento.

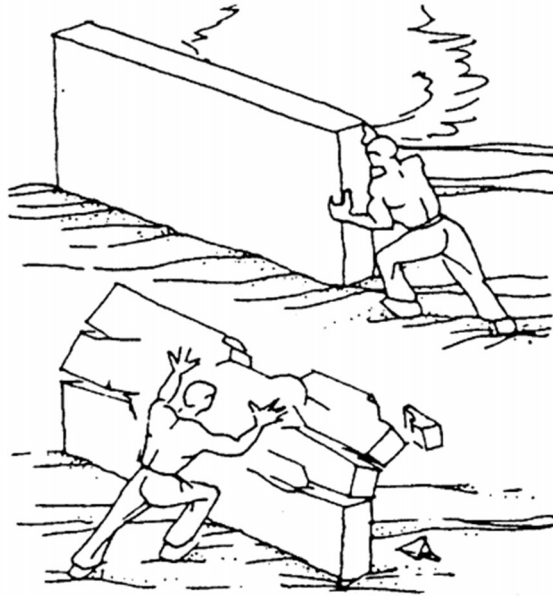


Figura n° 5.1.6: la resistenza del muro in funzione della direzione della forza agente (fonte: Touliatos 1996).

Il verificarsi di un buon comportamento scatolare non dipende soltanto dalla distribuzione dei muri e dall'efficace collegamento di essi con gli orizzontamenti, se poi viene a mancare la qualità del singolo paramento murario: la qualità della muratura si può valutare sulla base della fedeltà o meno alla cosiddetta "regola dell'arte".

La *regola dell'arte* è un insieme di regole costruttive pratiche a carattere empirico, tramandate nel corso della storia; quando l'apparecchiatura muraria è carente di queste caratteristiche, è necessario procedere con interventi che conferiscano al pannello murario la monoliticità e ripristino la qualità mancante, prima ancora effettuare analisi strutturali più complesse.

I principi che caratterizzano la regola sono:

- Presenza di diatoni.

I diatoni sono elementi trasversali al piano della parete, i quali attraversano per l'intera lunghezza (o quasi) lo spessore della parete stessa: la loro funzione è quella di garantire la monoliticità dell'elemento murario.

La composizione ideale di un pannello murario sarebbe quella che vede l'alternarsi di *ortostati* (elementi longitudinali rispetto al piano della parete) e *diatoni*, ispirandosi all'apparecchiatura dell'*Opus Quadratum* classico: i primi forniscono un pessimo contributo al contrasto delle sollecitazioni ortogonali, mentre i secondi forniscono un pessimo contributo al contrasto delle sollecitazioni longitudinali.

Ad ogni modo, la presenza di un buon numero di diatoni si rende necessario per conferire qualità alla parete e migliorare il suo comportamento complessivo nei confronti delle azioni fuori dal piano (fig. n° 5.1.7).

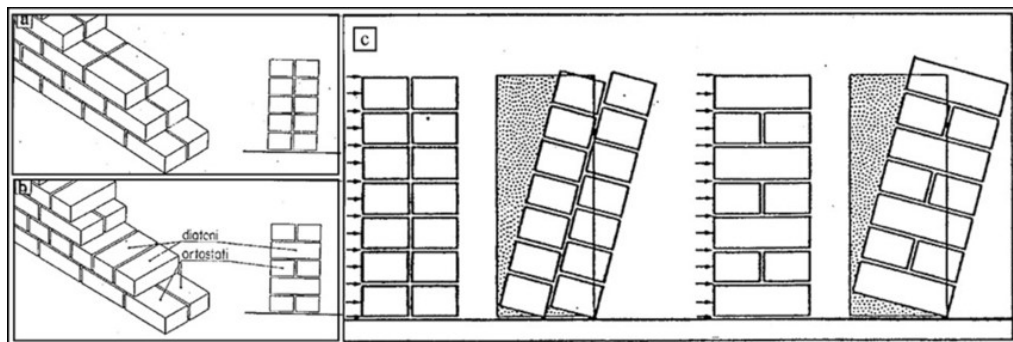


Figura n° 5.1.7: differenza di risposta alle azioni trasversali tra un paramento composto da soli ortostati ed un paramento apparecchiato come un *Opus Quadratum* classico (fonte: Giuffrè 1991).

- Presenza di filari orizzontali.

Il rispetto di questo requisito garantisce una duplice funzione: fornire un appoggio regolare tra gli elementi per una distribuzione più uniforme dei carichi verticali; favorire la formazione di cerniere cilindriche orizzontali, attraverso le

quali è possibile riconoscere il corpo rigido che costituisce il macroelemento (definito in seguito) o parte di esso.

- Adeguata dimensione dei blocchi e forma squadrata.

La presenza di elementi geometricamente regolari e di adeguata dimensione è funzionale a ridurre il rischio della formazione di potenziali piani di scorrimento. Per quanto riguarda i carichi verticali concentrati, la diffusione del carico lungo la parete aumenta all'aumentare della dimensione del singolo blocco (a parità di dimensioni dell'intera parete): il risultato è il coinvolgimento di tutto il muro all'impegno statico di sopportare il carico, piuttosto che interessarne soltanto una porzione (fig. n° 5.1.8).

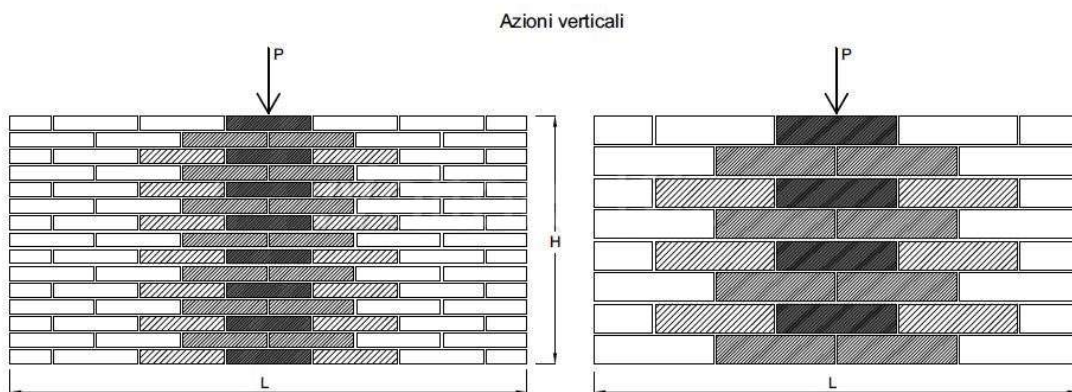


Figura n° 5.1.8: diffusione del carico verticale concentrato in un pannello con differente dimensione dei blocchi.

Per quanto riguarda invece le azioni orizzontali nel piano della parete, aumentando la dimensione dei blocchi aumenta la porzione di parete che si oppone al meccanismo (fig. n° 5.1.9): in questo caso se i blocchi sono di piccola dimensione o di geometria irregolare, l'azione di contrasto all'azione sismica dipende solamente dalla qualità della malta, perciò ci si affida all'elemento più debole, abbattendo le capacità resistenti del singolo paramento.

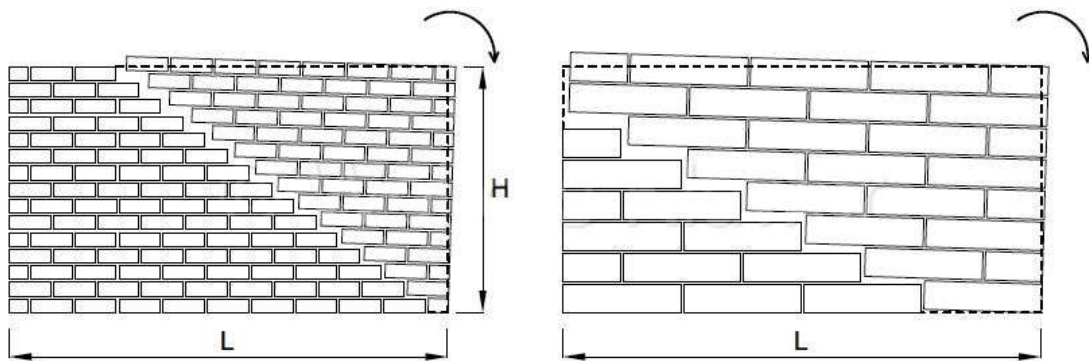


Figura n° 5.1.9: influenza della dimensione dei blocchi nella porzione di parete interessata al meccanismo.

- Presenza di giunti verticali sfalsati.

La funzione principale per cui si sfalsano i giunti verticalmente è quella di garantire l'effetto catena di una parete sotto l'effetto di azioni orizzontali nel piano: infatti, nel rispettare questo requisito, si attiva una debole resistenza a trazione.

Per quanto riguarda i carichi concentrati verticali, lo sfalsamento dei giunti influisce molto sulla diffusione dei carichi nel piano della parete evitando che si creino delle colonnine parzializzate a fronte della dimensione complessiva del pannello (fig. n° 5.1.10).

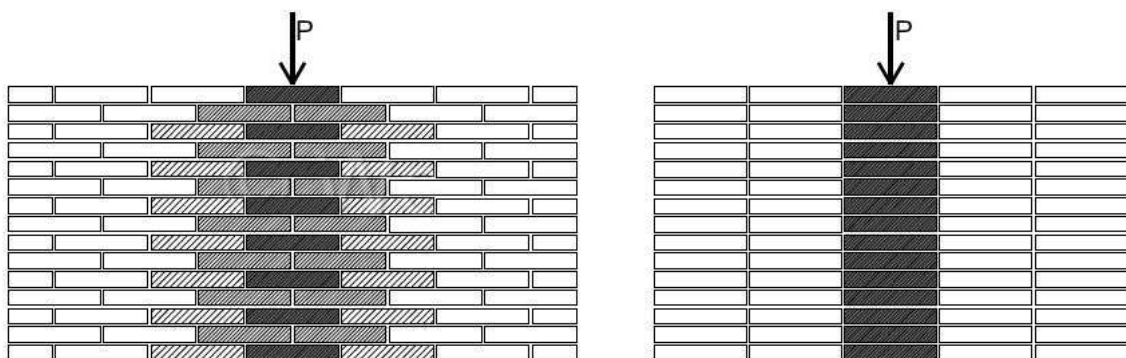


Figura n° 5.1.10: influenza dei giunti sfalsati sulla diffusione dei carico verticale.

- Qualità della malta.

Una malta di buona qualità (in quantità non elevate) garantisce la funzione di coesione tra i blocchi, oltre che quella di allettamento; staticamente, a prescindere dalla qualità, la malta aiuta ad uniformare e redistribuire i carichi applicati.

- Buone caratteristiche meccaniche dei blocchi.

## 5.2 Caratteristiche meccaniche

Le prestazioni meccaniche della muratura dipendono qualitativamente da quelle dei singoli componenti, è ragionevole supporre che si trovino in un range intermedio, ma sono comunque influenzate da molti fattori quali: la geometria dei componenti, la loro resistenza e la loro deformabilità; ma anche le modalità costruttive e le caratteristiche del sito.

Non è semplice quantificare le proprietà dei materiali a causa della grande variabilità delle caratteristiche del singolo materiale, le quali dipendono anche dalle modalità di confezionamento.

Il diagramma sforzo – deformazioni di seguito (fig. n° 5.2.1) mostra il comportamento di malta e laterizio alla prova monoassiale di trazione/compressione:

- Entrambi i materiali presentano una resistenza molto più elevata a compressione che a trazione;
- Il laterizio presenta tensioni di rottura e modulo elastico maggiori rispetto alla malta;
- Il laterizio presenta una rottura fragile;
- La malta presenta una rottura duttile, cioè caratterizzata da una fase di grandi deformazioni.



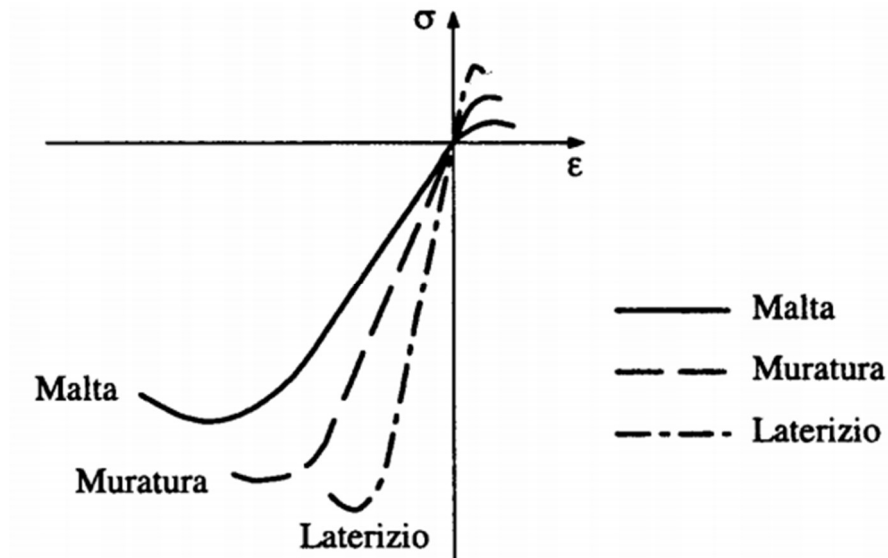


Figura n° 5.2.1: diagramma sforzo – deformazione della muratura e dei suoi componenti (fonte: Olivito).

La crisi nella muratura per effetto della *compressione* non coincide con la crisi della malta: questo dipende da un diverso comportamento deformativo della malta e dei mattoni, poiché la malta ha un basso modulo elastico e la sua deformazione in direzione  $z$  sarà maggiore che non nel laterizio (fig. n° 5.2.2). Di conseguenza la malta tende ad espandersi lateralmente in misura maggiore rispetto al laterizio, nel quale pertanto nascono tensioni di trazione.

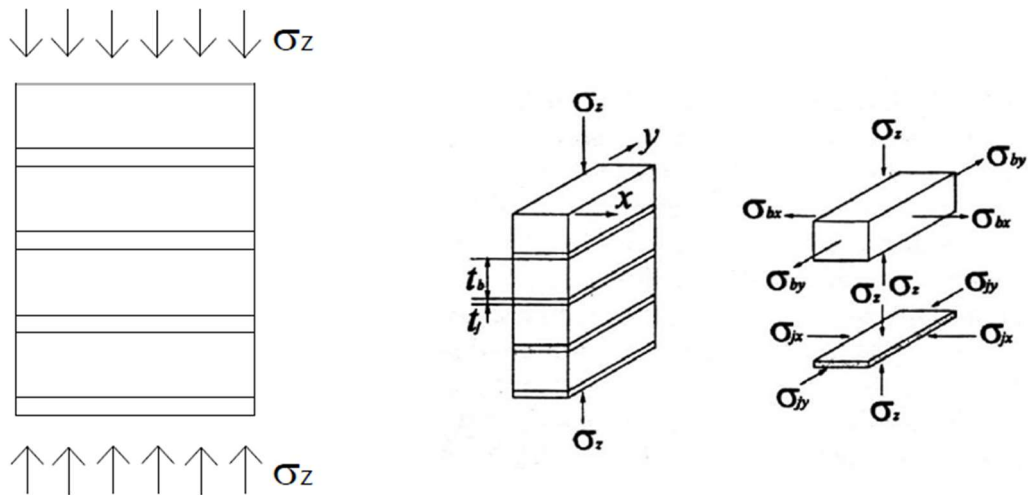


Figura n° 5.2.2: tensioni che si formano nella muratura per effetto della compressione assiale.

La rottura a compressione nella muratura avviene per valori superiori ai limiti di resistenza a compressione monoassiale della malta (fig. n° 5.2.3); in definitiva la muratura si rompe per valori notevolmente inferiori alla resistenza nominale a compressione dei mattoni, mentre può essere molto più grande della resistenza cubica della malta.

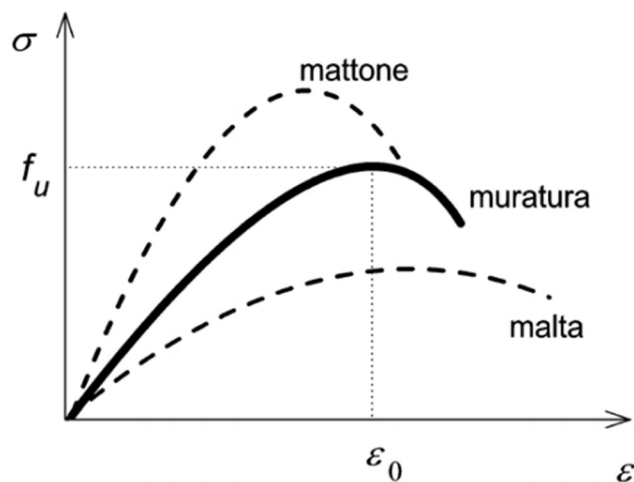


Figura n° 5.2.3: diagramma di rottura della muratura a confronto con i suoi componenti.

Sperimentalmente, è stato osservato che la resistenza della muratura: aumenta in misura inferiore alla proporzionalità con la resistenza della malta; diminuisce all'aumentare dello spessore dei giunti, tanto più quanto più è scarsa la qualità della malta.

La crisi nella muratura per effetto della *trazione* dipende sostanzialmente dalle caratteristiche della malta: si verifica quando si presenta una frattura all'interno del giunto o una decoesione all'interfaccia elemento – malta. Il valore della resistenza a trazione della muratura è all'incirca pari a quella della malta, in ogni caso molto bassa: il suo valore è però caratterizzato da estrema aleatorietà, dovuta ad esempio all'incompleto riempimento dei giunti o dalle condizioni di assorbimento dell'acqua di impasto da parte degli elementi che provoca una scarsa idratazione del legante all'interfaccia (riducendo quindi la sua resistenza).

Di solito nei calcoli si fa affidamento sulla resistenza a compressione e viene trascurata quella a trazione.

Il comportamento a *flessione* e a *taglio* si evidenzia analizzando la risposta dei pannelli in muratura soggetti contemporaneamente a carichi verticali ed orizzontali diretti parallelamente al loro piano medio. Il collasso può manifestarsi in tre diverse modalità (fig. n° 5.2.4):

- 1) Rottura per schiacciamento della muratura (pressoflessione);
- 2) Rottura per taglio – scorrimento a livello dei giunti di malta;
- 3) Rottura per taglio – trazione con fessurazione diagonale.

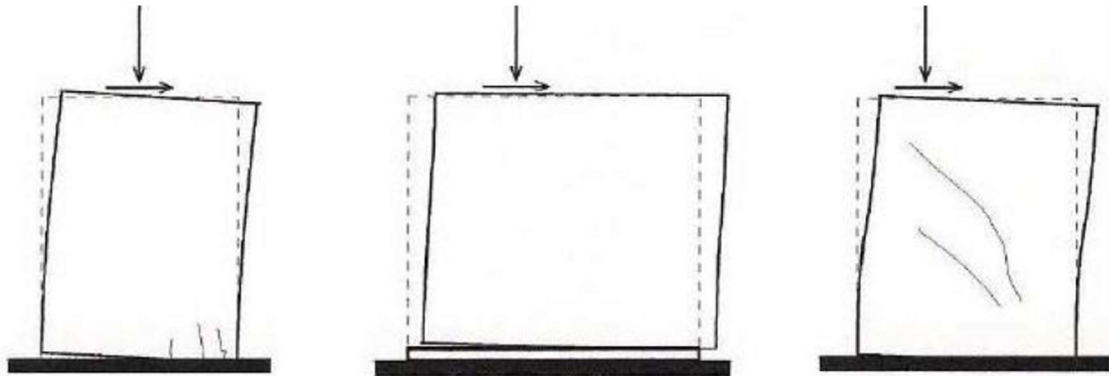


Figura n° 5.2.4: i meccanismi di rottura del pannello murario, in ordine da sinistra: pressoflessione, scorrimento, taglio (fonte: Macchi G. & Magenes G., 2002).

La risposta in termini di curva taglio alla base – spostamento è fortemente non lineare sia per la modalità di danneggiamento governata da fenomeni di ribaltamento, sia per quella a taglio. Osservando la figura n° 5.2.5, che mostra il comportamento ciclico di pannelli in muratura di mattoni pieni ricavato sperimentalmente, si nota che il meccanismo di rottura per ribaltamento (b) mostra un involuppo con andamento quasi asintotico e cicli di isteresi a bassa dissipazione; mentre invece il meccanismo di rottura a taglio (a) è caratterizzato da un valore massimo, corrispondente alla formazione di fessure diagonali, seguito poi dal ramo decrescente, corrispondente alla progressiva formazione di fessure incrociate che portano alla disarticolazione del pannello.

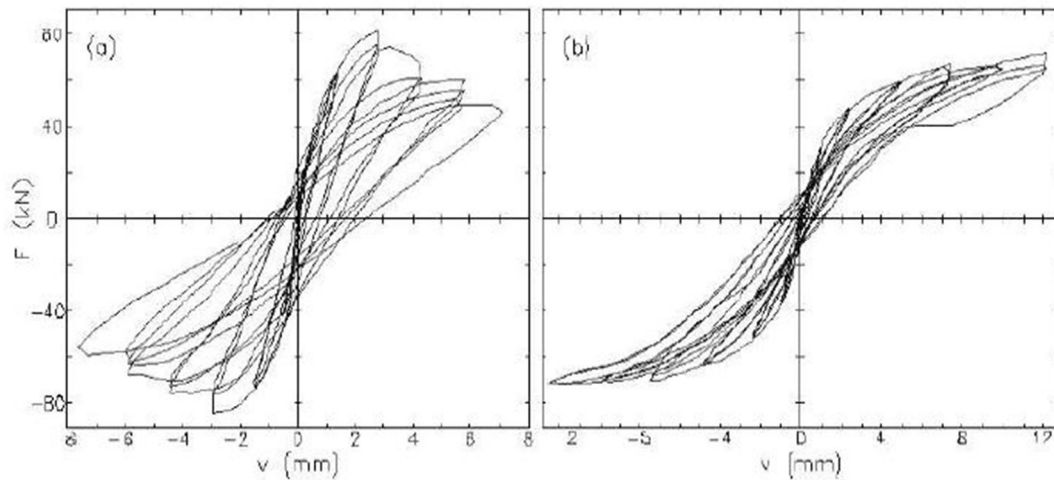


Figura n° 5.2.5: cicli di isteresi per la rottura a taglio (a) e per il ribaltamento (b) (fonte: Anthoine, 1995).

Il verificarsi di una crisi piuttosto che un'altra, dipende dal rapporto che c'è tra le azioni verticali e quelle orizzontali: la rottura avviene seguendo il profilo dei giunti di malta se ci sono bassi valori di sforzo normale, generalmente nel caso dello scorrimento; la rottura per fessurazione diagonale avviene perché la tensione di trazione supera la resistenza della muratura, perciò le fessure seguono l'andamento dei giunti o coinvolgono gli elementi in laterizio a seconda delle caratteristiche dei materiali e della tessitura; la rottura per pressoflessione avviene quando la massima tensione di compressione verticale alla base del muro raggiunge la resistenza a compressione della muratura, ovvero per valori di sforzo normale molto elevati.

Per quanto riguarda la muratura reale, le caratteristiche che qualificano il comportamento meccanico della muratura sono:

- Disomogeneità.

È la differenza di comportamento da punto a punto del materiale, dovuta principalmente a: componenti con caratteristiche meccaniche molto diverse, ma soprattutto l'interazione fra gli elementi e la malta attraverso l'interfaccia.

Infatti, il collegamento dell'interfaccia è diverso da quello dei componenti stessi: dipende dallo spessore dei giunti, dalla capacità di assorbimento dell'acqua da

parte dei mattoni, dalla capacità di ritenzione d'acqua della malta, dall'aderenza tra malta e mattoni.

- Anisotropia.

È la differenza di comportamento nelle diverse direzioni, dovuta alla direzionalità intrinseca, ad esempio: forma e dimensione degli elementi, presenza di fori e modo in cui sono disposti, giunti orizzontali continui e verticali discontinui.

- Asimmetria di comportamento compressione – trazione.

Entrambi i materiali componenti la muratura presentano un comportamento asimmetrico: la resistenza a trazione è molto più bassa di quella a compressione, per cui la muratura viene modellata generalmente come materiale non reagente a trazione; nella fase post – elastica, la muratura risulta più fragile a trazione, un po' più duttile a compressione.

L'interfaccia, ancor più che i componenti, presenta resistenza a trazione molto bassa.

- Non linearità del legame sforzo – deformazione.

È la logica conseguenza delle caratteristiche enunciate sopra.

### 5.3 Risposta sismica

Prima di trattare come reagiscono le strutture in muratura alle azioni sismiche, è necessario fare una premessa: l'interpretazione del comportamento di una struttura attraverso qualsiasi modello si rende efficace soltanto se il fabbricato storico sia di buona qualità (ovvero rispetti i principi della "regola dell'arte", i paramenti murari siano monolitici e costruiti con elementi di qualità), altrimenti la muratura si troverebbe a disgregarsi e a collassare su sé stessa prima di poter offrire qualche risorsa strutturale per opporsi al sisma.

Ipotizzando quindi di avere una muratura di buona qualità, l'evidenza mostra che le strutture non manifestano un chiaro comportamento globale, ma esso può essere interpretato attraverso il concetto di suddivisione in *macroelementi*<sup>4</sup>, ossia porzioni della struttura che reagiscono autonomamente al sisma distinguendosi dall'intero fabbricato.

La discretizzazione in macroelementi varia caso per caso, senza seguire una rigida convenzione; pertanto, la risposta sismica dell'edificio è quella offerta dai suoi macroelementi, i quali definiscono i "cinematismi di collasso attivabili" detti anche "meccanismi di danno". Trattando singolarmente i meccanismi, è possibile verificare la sicurezza rispetto all'azione sismica attesa, scongiurandone l'attivazione.

Questo tipo di approccio risulta molto efficace nelle chiese, nelle quali la suddivisione in macroelementi è ben riconoscibile (fig. n° 5.3.1); per quanto riguarda l'edilizia storica, la suddivisione può essere meno immediata, ma spesso i collegamenti tra i vari elementi

---

<sup>4</sup> Macroelemento: *"Per macroelemento si intende una parte costruttivamente riconoscibile e compiuta nel manufatto, che può coincidere – ma non necessariamente coincide – con una parte indentificabile anche sotto l'aspetto architettonico e funzionale (es. facciata, abside, cappelle); è di norma estesa almeno ad un'intera parete o ad un orizzontamento, ma solitamente è formata da più pareti ed elementi orizzontali connessi tra loro a costituire una parte costruttivamente unitaria, e in alcuni casi, volumetricamente definita, pur se in genere collegata e non indipendente dal complesso della costruzione"*.

Fonte: Doglioni F. et al., 1994, p.71

non sono efficaci quindi le diverse parti finiscono comunque per comportarsi autonomamente.

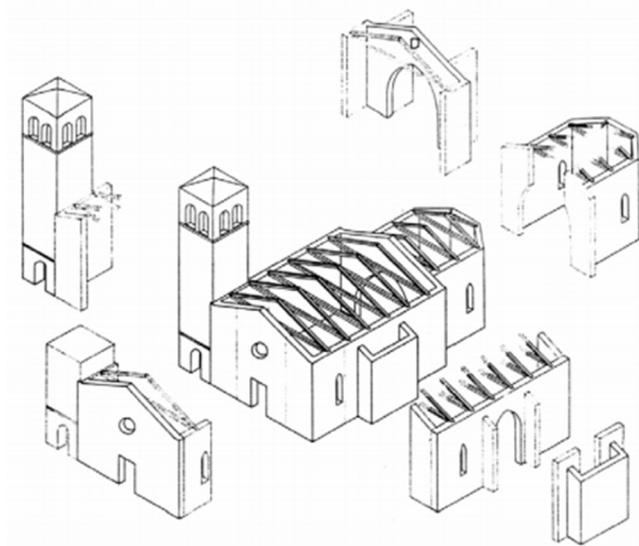


Figura n° 5.3.1: schematizzazione generica in macroelementi di una chiesa.

I meccanismi di danno possono dividersi in due categorie, definite nel modo seguente in quanto si verificano generalmente in quest'ordine:

- Meccanismi di primo modo.

Sono i cinematismi di collasso in cui le forze sismiche agiscono ortogonalmente al piano medio della parete, provocando ribaltamento (semplice o composto) e flessione (verticale o orizzontale).

Questo modo di danno dipende principalmente dalle condizioni al contorno, quali la mancanza di ammortatura tra le pareti e la presenza di elementi spingenti, che possono provocare una perdita di equilibrio.

- Meccanismi di secondo modo.



Sono i cinematismi in cui le forze sismiche sono complanari, provocando la rottura della muratura per taglio, per cui dipendono direttamente dalla resistenza a taglio della muratura; il meccanismo si manifesta per lo più attraverso lesioni piuttosto che portare al collasso completo dell'edificio.

L'analisi del danno consiste nell'analizzare i danni post – sisma in un edificio: dato che non esiste una tipologia "standard" per gli edifici in muratura, l'analisi varia caso per caso. L'approccio consigliato da seguire, si divide in due step:

- Ricerca delle *vulnerabilità tipiche*.

Si tratta di rintracciare i tratti comuni esistenti tra i diversi danni, cercando di ricavare le caratteristiche fondamentali di un fenomeno, per poi formare classi di fenomeni simili e delineare le porzioni di struttura in cui il meccanismo si verifica in modo pressoché uniforme (macroelementi).

- Definizione delle *vulnerabilità specifiche*.

Una volta caratterizzate le vulnerabilità tipiche, si ricercano le differenze tra ciascuna di esse osservando l'evoluzione che ha avuto il fenomeno in questione e cercando di capire i fattori di debolezza che causano le differenze.

Le vulnerabilità specifiche si raggruppano generalmente in: modalità costruttive iniziali, processi di trasformazione edilizia, dissesti pregressi non sufficientemente riparati, interventi strutturali recenti, degrado strutturale e debito manutentivo.

Appurato che la risposta sismica di un edificio in muratura è quella fornita dai suoi macroelementi (nei quali si attivano i meccanismi di danno), la normativa prescrive che la sicurezza sismica sia valutata sia con un'analisi globale sia con un'analisi locale: poiché i meccanismi locali si attivano per bassi valori dell'eccitazione sismica, ha senso parlare di meccanismi di risposta globale solo dopo aver scongiurato quelli locali (in primis quelli fuori dal piano).

## 6. METODI DI MODELLAZIONE

Il modello deve soddisfare due requisiti fondamentali: essere rappresentativo del reale comportamento strutturale ed essere risolubile con i mezzi disponibili, intendendo come mezzi sia il metodo che lo strumento di calcolo.

I metodi di modellazione si dividono principalmente in due gruppi: modelli che usano una schematizzazione ai macroelementi e modelli ad elementi finiti.

Per i modelli a macroelementi monodimensionali, l'edificio in muratura viene rappresentato da un insieme di elementi monodimensionali verticali e orizzontali collegati fra loro tramite nodi, andando a costruire un reticolo di elementi (simile alla schematizzazione a telaio utilizzata per l'acciaio o per il calcestruzzo armato). In particolare, se la geometria della parete e delle aperture è sufficientemente regolare, è possibile idealizzare una parete muraria mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (verticali), elementi fascia (orizzontali), elementi nodo.

Per i modelli ad elementi finiti invece, il concetto base su cui si fonda tale metodologia è quello della discretizzazione della struttura attraverso elementi piani o solidi (*mesh*): scegliendo la dimensione della mesh, si descrive tutta la struttura attraverso un numero finito di elementi; minore è la dimensione della mesh, maggiore sarà l'accuratezza del modello, di contro però il calcolo diventa più oneroso in termini di tempo all'aumentare della loro quantità. I nodi (punti di contatto tra le mesh) sono i punti in cui si concentrano le iterazioni tra gli elementi.

I gradi incogniti della struttura sono dati dagli spostamenti dei nodi, una volta noti i quali si risale allo stato di tensione e di deformazione di ciascun elemento.

### 6.1 Modellazione ad elementi finiti (FEM)

Attualmente, lo strumento di calcolo strutturale più potente è quello degli elementi finiti, utilizzato inizialmente per lo studio di parti strutturali isolate e non esteso ad edifici completi. La complicazione relativa a modellare strutture di grandi dimensioni sta nel trattare un elevatissimo numero di gradi di libertà, con un conseguente elevato impiego di potenza di calcolo, che in passato non era generalmente disponibile.

La modellazione ad elementi finiti offre la possibilità di analizzare strutture di forma qualunque utilizzando elementi (mesh) piani o solidi (fig. n° 6.1.1).

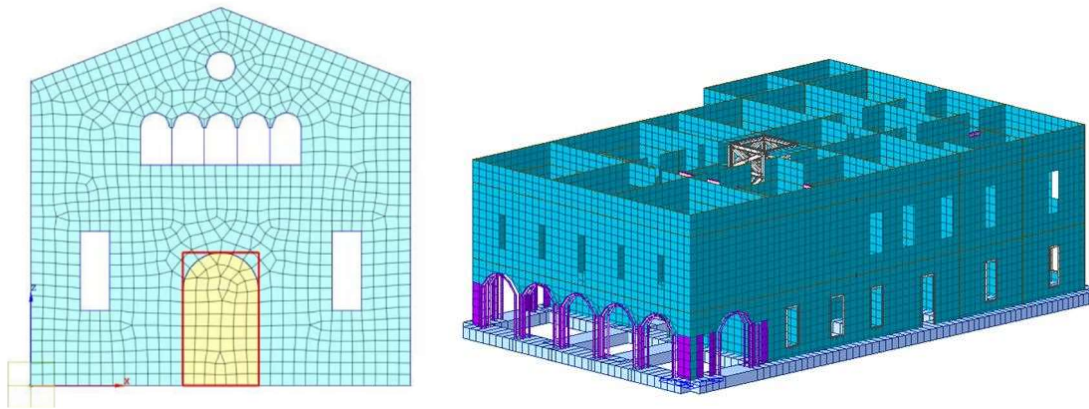


Figura n° 6.1.1: esempio modellazione ad elementi finiti bidimensionali (sinistra) e solidi (destra).

L'analisi lineare è poco utile nel caso di murature soggette ad azione sismica: quando le tensioni di trazione e di taglio diventano determinanti, anche la natura delle connessioni ed il comportamento del materiale oltre la fase elastica assumono un ruolo importante, quindi è preferibile indirizzare la scelta verso analisi in campo non lineare.

In questi casi, emergono le difficoltà di questo tipo di analisi: vengono messe in luce le incertezze sulla congruenza delle connessioni, sui parametri costitutivi introdotti, sul comportamento scatolare globale adottato, e nella maggior parte dei casi tali incertezze provocano una sovrastima della resistenza reale.

Gli spostamenti nodali vengono messi in relazione con le forze corrispondenti attraverso la matrice di rigidezza dell'intera struttura; la matrice di rigidezza globale è costruita a partire dalla matrice di rigidezza dei singoli elementi. Essa rappresenta la matrice dei coefficienti di un sistema lineare, cioè è possibile passare da equazioni differenziali a problemi lineari. Lavorando in campo non lineare, la matrice di rigidezza ed i carichi diventano funzioni degli spostamenti: è necessario quindi applicare un procedimento iterativo, che di volta in volta aggiorni sia la matrice di rigidezza che quella dei carichi.

Preventivamente, è importante definire il tipo e la dimensione della mesh, nonché il legame costitutivo del materiale associato alle mesh stesse, e il criterio di resistenza da assumere nelle verifiche. Le leggi costitutive sono caratterizzate da una resistenza a trazione limitata o nulla, come già menzionato nei capitoli precedenti: essendo infatti la muratura un materiale con comportamento fratturante, particolare attenzione va prestata al tipo di legame costitutivo e di modello meccanico utilizzati.

In accordo con la classificazione proposta in Lourenço et al. (2007), si distinguono due gruppi orientati a due diverse scale di modellazione:

- *Modelli continui ("macro – models").*  
Viene utilizzato un unico elemento finito per rappresentare il comportamento della muratura pensata come solido omogeneo.
- *Modelli discontinui ("micro – models").*  
Vengono discretizzati in maniera distinta gli elementi della muratura, quali blocchi o elementi lapidei, e i giunti di malta, che per l'onere computazionale estremamente elevato è praticamente inapplicabile per la simulazione della risposta non lineare di interi edifici.

I primi si avvalgono di tecniche di omogeneizzazione allo scopo di poter definire un continuo equivalente alla tessitura muraria: pur essendo la muratura composta di malta

e blocchi, ovvero materiali dotati di differenti caratteristiche, vengono individuati dei moduli ricorrenti (o celle elementari, come schematizzato in fig. n° 6.1.2) e stabilite delle caratteristiche equivalenti al singolo modulo, il quale può essere modellato come un continuo.

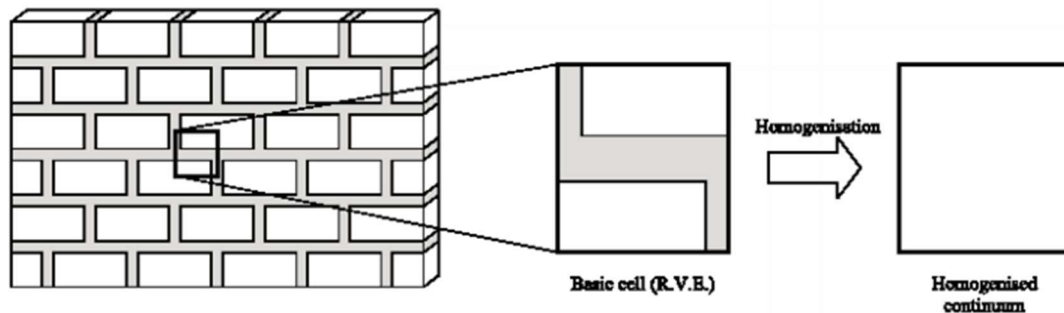


Figura n° 6.1.2: esempio di definizione della cella elementare (fonte: Zucchini e Lourenço, 2002).

Nei modelli discontinui, invece, ogni componente viene modellato separatamente e a ciascuno vengono attribuite le corrispondenti proprietà costitutive. La micro – modellazione offre il vantaggio di risultare perfettamente coerente dal punto di vista teorico e formale, tuttavia essa richiede un onere computazionale estremamente elevato: per le loro peculiari caratteristiche, i modelli continui sono orientati alla modellazione di interi edifici, mentre quelli discontinui sono rivolti a modellazioni di dettaglio.

Dedicandoci al modello continuo, che verrà utilizzato nel caso di studio, si considera dunque un unico materiale anisotropo equivalente (rinunciando alla distinzione tra unità, giunti e superfici); la definizione di tale materiale dipenderà comunque dalle proprietà dei singoli costituenti. Ci sono vari metodi usati in commercio per definire le proprietà non lineari del materiale, i quali legami costitutivi prevedono la schematizzazione del comportamento della muratura come elastico – plastico. Tra questi si trova:

- il metodo “Strumas” (elastico – plastico – incrudente), che prevede una omogeneizzazione dei parametri meccanici a partire dai parametri dei singoli componenti e dalle loro dimensioni, ed ammette un criterio di rottura elasto – plastica a trazione;
- il metodo “Mohr – Coulomb” (elastico – perfettamente plastico), che viene esteso in campo plastico con una legge di scorrimento plastico associata, per lo più utilizzato per i materiali metallici e non per la muratura;
- il metodo “TSC” (Total Strain Crack), che considera un andamento elastico – fragile softening tipico della muratura.

In ambito di analisi non lineare, si fa riferimento al fatto che il materiale si fessuri, quindi occorre definire un modello di calcolo che sia rappresentativo del comportamento reale del materiale: perciò il metodo TSC rispecchia bene la realtà nel caso di edifici in muratura poiché rappresenta il tratto danneggiante dei materiali fragili come la muratura stessa, attraverso la progressiva fessurazione.

Il metodo Total Strain Crack descrive la non linearità del materiale attraverso dei parametri quali:

$E$  modulo elastico;

$F_{ty}$  resistenza a trazione della muratura;

$F_{cy}$  resistenza a compressione della muratura;

$G$  energia di frattura.

Ai fini della caratterizzazione del comportamento meccanico della muratura, il parametro che qualifica il comportamento fessurante è l'energia spesa per la formazione di una fessura di area unitaria (*Energia di frattura*). Il modello TSC è un modello fessurativo “smeared”, cioè a fessurazione diffusa, in cui si suppone una

fessurazione spalmata nell'intero elemento provocando una riduzione delle prestazioni. Il modello non implica la necessità di definire preventivamente i piani di fessura.

Un'ulteriore distinzione del modello è rappresentata da:

- *Decomposed – strain – model.*

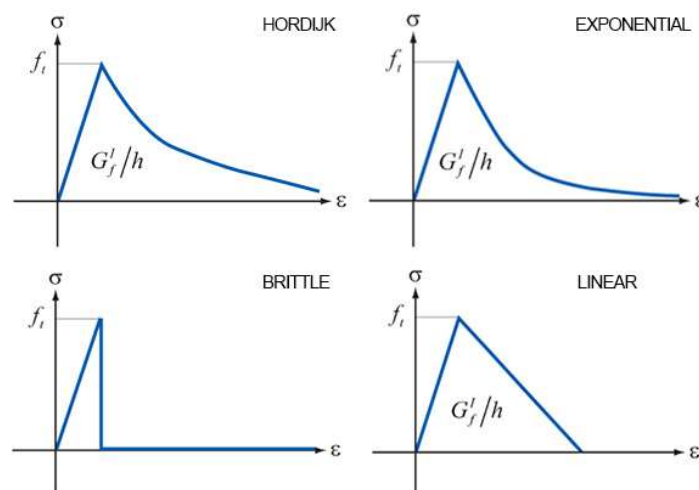
È un modello molto complesso che permette di scomporre la legge di deformazione elastica – softening in vari vettori di deformazione, permettendo così di considerare in contemporanea anche gli effetti reologici del materiale;

- *Total Strain Model.*

Rispetto al precedente, risulta semplificato perché considera una sola relazione stress – strain divisa a sua volta in trazione e compressione, senza considerare però gli effetti reologici del materiale. È il modello che verrà utilizzato in seguito.

Ritornando al TSC, i legami costitutivi a trazione e compressione considerano, con il tratto softening, l'andamento delle fessure in maniera da simulare il decremento delle tensioni all'aumentare delle deformazioni una volta superato il picco, rendendo la risposta del sistema dipendente dalla discretizzazione adottata per il dominio.

Nella figura seguente, alcuni dei legami costitutivi disponibili nel software utilizzato in questo lavoro, il MIDAS FEA (i primi quattro a trazione, gli altri due a compressione):



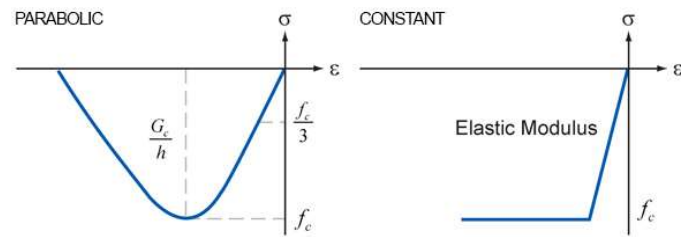


Figura n° 6.1.3: legami costitutivi a trazione (Hordijk, Exponential, Brittle, Linear) e a compressione (Parabolic, Constant) disponibili nel software MIDAS FEA.

L'area di ciascuno di questi diagrammi rappresenta la cosiddetta energia di frattura ( $G_f$  se si parla di trazione o  $G_c$  se si parla di compressione) che viene dissipata durante la fessurazione.



## 7. METODI DI ANALISI

Le “Norme Tecniche per le Costruzioni” D.M del 17 gennaio 2018 ammettono quattro metodi di analisi, i quali si articolano in due gruppi:

- *Analisi lineare.*

Può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo; in entrambi i casi, la domanda sismica viene calcolata riferendosi allo spettro di progetto ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il *fattore di comportamento*  $q$ , i limiti (riportati nella tabella §7.3.I) con i valori dei *fattori di base*  $q_0$  (riportati in tabella §7.3.II).

- *Analisi non lineare.*

Può essere utilizzata sia per sistemi strutturali a comportamento non dissipativo, sia per sistemi strutturali a comportamento dissipativo e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche.

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi di analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato dinamicamente o staticamente.

Per quanto riguarda le analisi lineari, il metodo di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'*analisi modale* o *analisi lineare dinamica*: in alternativa all'analisi modale, si possono adottare tecniche di analisi più raffinate, quali “l'integrazione al passo”, modellando l'azione sismica attraverso storie temporali del moto del terreno.

Invece, per le costruzioni in cui la risposta sismica non dipenda dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare il metodo dell'*analisi lineare statica*.

Per quanto riguarda le analisi non lineari, l'equilibrio viene trattato rispettivamente: dinamicamente nell'*analisi non lineare dinamica*, modellando l'azione sismica mediante

storie temporali del moto del terreno; staticamente nell'*analisi non lineare statica*, modellando l'azione sismica mediante forze statiche fatte crescere monotonamente.

### 7.1 Analisi lineare dinamica (modale)

Questo tipo di analisi si applica su un modello tridimensionale della struttura, a meno che non siano rispettati i criteri di regolarità in pianta: in tal caso si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa.

La maggiore differenza con l'analisi statica lineare consiste nel fatto che nel calcolo dei parametri di risposta del sistema, si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei modi propri di vibrare.

Il procedimento di analisi consiste in:

- Determinazione dei modi di vibrare della costruzione;
- Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Combinazione dei suddetti effetti.

La norma suggerisce di considerare tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero superiore al 5%, e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata la relazione seguente:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

nella quale:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo j (l'altro è relativo al modo i);

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j (novità rispetto alle NTC 08),  
calcolato nel modo seguente:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

Tale coefficiente è la funzione di due parametri: lo smorzamento viscoso  $\xi_{i,j}$  di ciascun modo considerato, il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i - j$  di modi  $\beta_{ij} = T_j / T_i$ .

## 7.2 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare, prevede che l'azione sismica sia schematizzata da un sistema di forze statiche orizzontali e che la valutazione delle sollecitazioni indotte da tali forze sia effettuata attraverso un sistema elastico lineare che rappresenti l'edificio.

Tale metodo può essere applicato a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$ , e che la costruzione sia regolare in altezza: nella muratura, l'analisi è applicabile anche per le costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda = 1.0$ , dove  $\lambda$  è un coefficiente funzione della geometria delle pareti, ovvero è il rapporto tra lo spessore della parete e la sua altezza di libera inflessione.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato utilizzando la formula seguente (altra novità rispetto alla vecchia normativa):

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

dove:

$d$  spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio (espresso in metri) dovuto alla combinazione di carichi applicata in direzione orizzontale.

Una volta definito il primo periodo, dallo spettro di progetto si ricava l'accelerazione spettrale  $S_d(T_1)$ , ovvero l'ordinata spettrale corrispondente al periodo appena calcolato, e la si moltiplica per la massa totale, ottenendo la risultante delle forze statiche equivalenti come segue:

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda/g$$

dove:

$\lambda$  coefficiente compreso tra 0.85 ed 1.

Le forze statiche equivalenti da applicare a ciascun piano (dove si concentra la massa) sono legate esclusivamente al primo modo di vibrare della struttura, seguendone la forma, secondo una distribuzione pressoché triangolare.

Le forze concentrate  $F_i$ , da applicare alle masse  $i$  – esime di ciascun piano, risultano proporzionali alla massa del piano corrispondente e all'altezza misurata a partire dalla fondazione fino al piano misurato, secondo la formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

nella quale:

$W_i$  e  $W_j$       pesi della massa  $i$  e della massa  $j$

$z_i$  e  $z_j$       quote, rispetto al piano di fondazione, della massa  $i$  e della massa  $j$

Nel caso in cui l'edificio si comporti in modo dissipativo<sup>5</sup>, si adotta un modello elastico tenendo conto implicitamente della capacità dissipativa tramite il *fattore di comportamento*  $q^6$ , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica (riducendo lo spettro di risposta elastico in quello di progetto): dipende dalla tipologia strutturale, dal grado di iperstaticità della struttura e dai criteri di progettazione adottati.

La NTC 2018 definisce, nella tabella §7.3.1, per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi da considerare, i valori da attribuire al fattore di comportamento.

---

<sup>5</sup> Comportamento strutturale dissipativo: *“nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico [...]; la domanda derivante dall'azione sismica e delle altre azioni è calcolata [...] tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale”.*

FONTE: capitolo 7.2.2 delle NTC 2018

<sup>6</sup> Fattore di comportamento: il fattore “ $q$ ” è stato ridenominato nella normativa corrente perché rappresenta un termine maggiormente in linea con gli Eurocodici, rispetto al termine “fattore di struttura” utilizzato nelle NTC 2008.

### 7.3 Analisi non lineare dinamica

L'analisi non lineare, dinamica o statica (nella precedente normativa le caratteristiche seguenti venivano riportate solo per l'analisi non lineare statica), si applica nelle seguenti casistiche:

- Valutare gli spostamenti allo stato limite di interesse;
- Eseguire le verifiche di duttilità allo SLC;
- Individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con fattore di comportamento  $q$ ;
- Valutare i rapporti di sovraresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$ ;
- Progettare edifici di nuova costruzione, in alternativa ai metodi di analisi lineare;
- Valutare la capacità di edifici esistenti, in termini di resistenza e di deformabilità.

Lo scopo di questa specifica analisi è valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra la duttilità richiesta e la duttilità disponibile allo SLC e le relative verifiche, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura utilizzando l'integrazione delle equazioni del moto, tramite un modello non lineare della struttura stessa e le storie temporali del moto del terreno. L'analisi va confrontata con un'analisi modale con spettro di risposta di progetto, per controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura.

#### 7.4 Analisi non lineare statica

I metodi di analisi lineare non sono capaci di cogliere cambiamenti nella risposta caratteristica della struttura, che si verificano a mano a mano che i singoli elementi si snervano: per conoscere il livello di sicurezza delle costruzioni esistenti, è indispensabile individuarne il comportamento post elastico. L'analisi statica non lineare (*pushover analysis*) è una metodologia che consente di indagare sul comportamento di una struttura sotto sisma oltre il limite elastico e sino allo stato limite ultimo. La verifica delle strutture con la suddetta analisi, consiste nel confrontare la *capacità* fornita dalla struttura (strettamente legata alla duttilità, cioè la capacità deformativa in campo plastico) con la domanda, ovvero con i livelli di deformazione o spostamento richiesti dai terremoti di progetto.

Si applica per edifici regolari, e nel caso di edifici esistenti anche per gli edifici non regolari; in generale, viene richiesto di associare al sistema strutturale un sistema equivalente non lineare. Negli edifici in muratura, le prescrizioni sono applicabili anche per le strutture in cui il modo di vibrare fondamentale (nella direzione considerata) ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%, fino ai casi in cui la partecipazione di massa non sia inferiore al 60%.

Inizialmente, si applicano al sistema i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dall'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione si applicano forze orizzontali proporzionali alle forze di inerzia aventi come risultante il *taglio alla base*  $F_b$ .

Le forze orizzontali sono scalate in modo tale da far crescere monotonamente (in ogni direzione fino al raggiungimento delle condizioni di collasso, che sia locale o globale) lo *spostamento orizzontale*  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione.



I sistemi di forze orizzontali da applicare alla struttura in corrispondenza del baricentro di ciascun piano si dividono in due distribuzioni, una principale ed una secondaria, come elencato:

- Distribuzioni principali (*gruppo 1*).  
A differenza delle NTC 2008, nelle quali erano presenti dei vincoli per applicare il metodo, nelle attuali normative viene specificato che in tutti i casi (obbligatorio nel caso in cui il periodo fondamentale della struttura sia maggiore a  $1,3 T_c$ ) può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento, calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore all'85% (nella direzione considerata).
- Distribuzioni secondarie (*gruppo 2*).  
Si può ricorrere a tre casi: una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare; una distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura; una distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi (novità rispetto alle NTC 2008).

Fin quando la struttura resta in campo elastico, le forze del gruppo 2 approssimano meglio la risposta dinamica della struttura; al contrario, per forti deformazioni la risposta dinamica è approssimata con maggiore fedeltà dal sistema di forze del gruppo 1.

Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la *curva di capacità della struttura* (fig. n° 7.4.1), ovvero il primo risultato che si ottiene dall'analisi: sulle ascisse si trova lo spostamento del punto di controllo considerato (generalmente dell'ordine del cm), sulle ordinate si trova il taglio alla base espresso in kN (generalmente dell'ordine del migliaio).

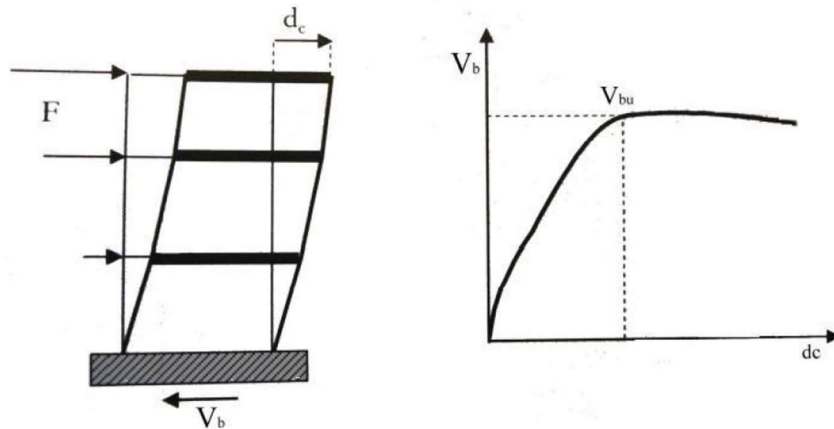


Figura n° 7.4.1: schematizzazione di un'analisi pushover (fonte: L. Petrini et al., 2004).

Le curve di capacità sono costruite con un procedimento *step by step*, che ad ogni passo somma alle sollecitazioni e spostamenti del passo precedente le analoghe grandezze incrementali: la capacità di spostamento dell'edificio riferita agli SLD e SLU viene poi determinata tramite la curva forza – spostamento in corrispondenza dello spostamento equivalente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Successivamente, si identifica una struttura 1 – GDL (ad un grado di libertà) equivalente sotto il punto di vista dinamico alla struttura originaria ad N – GDL: il comportamento non lineare di tale struttura viene approssimato ad un comportamento bilineare, come mostrato nella figura seguente (fig. n° 7.4.2).

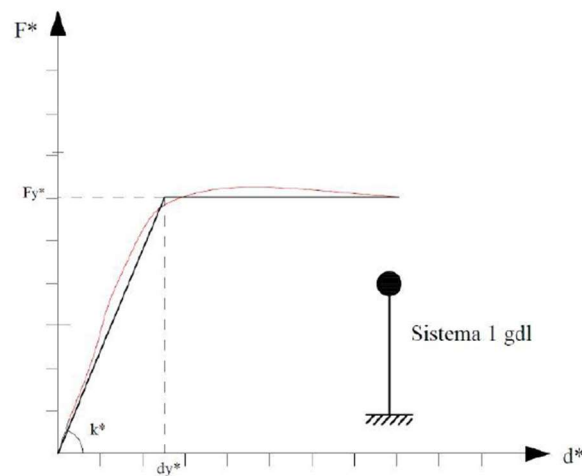


Figura n° 7.4.2: curva di capacità approssimata con un sistema ad 1 – gdl.

Le relazioni che legano, in campo elastico, la forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sopracitato sistema ad un grado di libertà alle analoghe grandezze del sistema n – gdl si esprimono come segue:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove:

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \varphi_i}{\sum_i m_i \varphi_i^2} \quad \text{fattore di partecipazione modale.}$$

All'interno di  $\Gamma$  compare il termine  $\varphi$ : è il vettore rappresentativo del primo modo di vibrare della struttura relativo alla direzione presa in esame per l'azione sismica, normalizzato all'unità per la componente relativa al punto di controllo.

Il punto in cui è localizzato lo snervamento, è rappresentato dalle seguenti coordinate:

$$Fy^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$dy^* = \frac{Fy^*}{k^*}$$

dove:

$F_{bu}$  resistenza dell'edificio;

$k^*$  rigidità secante a snervamento del sistema equivalente, valutata in modo tale da ottenere l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva non lineare  $Em^*$  (sistema n – gdl) e l'area sottesa dalla curva bilineare (sistema 1 – gdl) equivalente (fig. n° 7.4.3).

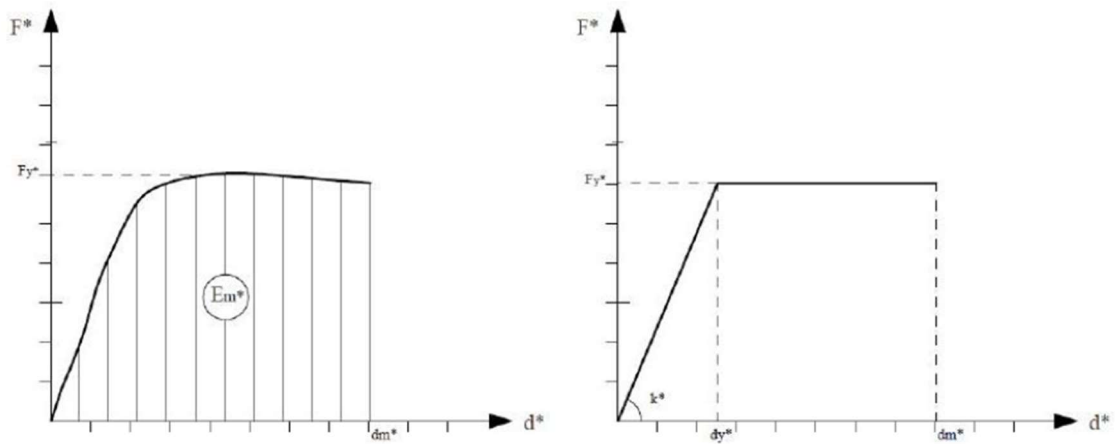


Figura n° 7.4.3: curva non lineare e bilineare, con uguaglianza di area  $Em^*$ .

Confrontando le due curve, definita  $Em^*$  l'area sottesa dalla curva non lineare, si eguagliano le due aree ottenendo:

$$Em^* = \left(\frac{1}{2} \cdot dy^* \cdot Fy^*\right) + [Fy^* \cdot (dm^* - dy^*)]$$

a cui segue:

$$dy^* = 2 \cdot \left(dm^* - \frac{Em^*}{Fy^*}\right)$$

La rigidezza secante a snervamento è quindi definita dall'espressione:

$$k^* = \frac{Fy^*}{dy^*}$$

Dal sistema ad un grado di libertà, è possibile ricavare anche il periodo elastico  $T^*$ :

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove  $m^* = \sum_i m_i \varphi_i$ .

Una volta determinate le grandezze del sistema 1 – gdl, l’obiettivo successivo riguarda la valutazione della risposta massima in termini di spostamento del suddetto sistema equivalente utilizzando lo spettro di risposta elastico. Considerando  $T^* \geq T_C$ , la risposta massima in termini di spostamento del sistema anelastico, si assume uguale a quella di un sistema elastico con periodo  $T^*$ , per cui:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{ed}(T^*)$$

dove:

$S_{ed}(T^*)$  spettro di risposta elastico dello spostamento.

Se invece si considera il caso in cui risulti  $T^* < T_C$ , allora la risposta massima in termini di spostamento risulta maggiore di quella del corrispondente sistema elastico, e si valuta come segue:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \cdot [1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*}] \geq d_{e,max}^*$$

dove:

$q^* = \frac{S_{ed}(T^*) \cdot m^*}{Fy^*}$  rapporto tra la forza di risposta elastica del sistema equivalente e forza di snervamento del medesimo sistema. Per  $q^* \leq 1$ , si assume comunque  $d_{max}^* = d_{e,max}^*$ .

In ultima fase, si calcola lo spostamento massimo del punto di controllo nel sistema n - gdl, tramite l’uguaglianza:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^*$$

Mentre la configurazione deformata dell’edificio sotto l’azione sismica di progetto, è fornita dalla forma modale  $\varphi$  moltiplicata per il fattore di scala  $\Gamma \cdot d_{max}^*$ : perciò bisogna controllare che durante l’analisi non lineare, sia stato raggiunto uno spostamento  $d_C$

almeno pari a  $d_{max}$ . Per gli edifici in muratura, la verifica strutturale consiste in una verifica in termini di spostamento globale, mentre non sono previste verifiche nei singoli elementi.

Al termine dell'analisi, si effettua la verifica della struttura e viene calcolato l'indice di rischio, confrontando dunque il  $d_{max}^*$  con il  $d_U^*$ . Affinché la verifica risulti soddisfatta, la condizione da rispettare è:

$$d_U^* > d_{max}^*$$

ovvero lo spostamento che genera la rottura per la struttura deve superare lo spostamento massimo dato dalla normativa per la condizione di SLU; inoltre, il  $q^*$  (fattore equivalente della struttura di progetto) dovrà essere minore di 3.

L'indice di rischio, viene calcolato in termini di *tempo di ritorno* o in termini di *Peak Ground Acceleration (PGA)*: nel primo caso, si confronta il tempo di ritorno dell'azione sismica nel caso di studio con il tempo di ritorno dello stato di progetto allo SLV dettato dalla normativa; nel secondo caso, si confronta l'accelerazione di picco che riesce a sopportare la struttura (secondo l'analisi cinematica lineare) con quella di riferimento allo SLV. Il valore ottenuto rappresenta la *capacità* della struttura in rapporto alla *domanda* richiesta dalla normativa, valore idealmente pari a 1: quando l'indice risulta < 1, la verifica non è soddisfatta e la struttura non è idonea a sopportare le azioni sismiche di progetto; quando l'indice risulta > 1, la verifica è soddisfatta. Di seguito, le espressioni dei due indici.

$$IR_{SLV} = \left( \frac{Tr,C}{Tr,D} \right)^{0,41} \qquad IR_{SLV} = \frac{a_{g,C}}{a_{g,SLV}}$$

## 8. METODI DI ANALISI – MECCANISMI LOCALI

Dopo aver valutato il comportamento globale della struttura, in alcuni casi è necessario controllare se alcune sue parti tendono a sviluppare dei meccanismi di collasso, comportandosi indipendentemente dal resto della struttura stessa: a differenza dello studio della risposta dinamica della struttura in condizioni sismiche (analisi globale), lo studio dei meccanismi locali si basa sull'analisi dell'equilibrio dei macroelementi, applicando ad essi un sistema di forze statiche equivalenti che vanno a modellare l'azione sismica.

I meccanismi locali nelle pareti si attivano prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio: l'identificazione dei meccanismi può essere ottenuta tramite modellazioni specifiche, o sulla base della conoscenza storica del manufatto, o dal confronto con il comportamento sismico di strutture analoghe, oppure in base al rilievo del quadro fessurativo non necessariamente correlato al sisma. Non esiste una classificazione certificata delle tipologie di meccanismo: le forme ricorrenti con cui essi si manifestano si possono identificare per le diverse tipologie di edificio in base alle esperienze maturate nel passato, presenti su linee guida e pubblicazioni scientifiche.

La verifica della maggior parte dei suddetti meccanismi, può essere eseguita tramite l'analisi dei cinematismi di corpo rigido. Ogni meccanismo locale è rappresentato da un insieme di blocchi murari che possono essere considerati indeformabili, collegati tra loro attraverso vincoli interno o elementi di connessioni, collegati al resto della costruzione tramite vincoli esterni: l'insieme di tali vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica a un grado di libertà, il cui movimento può essere descritto da un parametro di spostamento virtuale infinitesimo.

Si ricorda che tale rappresentazione della struttura è attendibile se e solo se la parete non è vulnerabile nei riguardi di fenomeni di disgregazione, quindi bisogna prima garantire che la muratura sia di buona qualità.

Le ipotesi alla base di questo metodo sono quelle di considerare:

- La resistenza a trazione della muratura nulla;
- Lo scorrimento tra i blocchi assente;
- La resistenza a compressione della muratura infinita.

In caso di analisi statica, dopo aver individuato i carichi verticali, si individua l'azione sismica, la quale è espressa da forze orizzontali di massa la cui intensità è rappresentata dal *moltiplicatore di collasso*  $\alpha_0$  pari al rapporto tra le forze orizzontali e i corrispondenti pesi delle masse presenti.

La verifica può essere eseguita:

- In termini di accelerazione – *approccio cinematico lineare*.  
La verifica consiste nel confronto tra l'accelerazione necessaria per attivare il cinematismo e la massima accelerazione al suolo<sup>7</sup> (corrispondente allo stato limite di interesse);
- In termini di spostamento – *approccio cinematico non lineare*.  
Si determina l'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. La curva che ne rappresenta l'andamento, esprime il valore di  $\alpha$  in funzione dello spostamento  $d_c$  di un punto di riferimento del sistema: va tracciata fino ad arrivare ad  $\alpha_0 = 0$ .

In caso di analisi dinamica non lineare, l'azione sismica è descritta in forma di accelerogrammi.

---

<sup>7</sup> “[...] opportunamente ridotta, nel caso di verifica allo SLV, attraverso il fattore di comportamento  $q$ ”.  
FONTE: Circolare 21 gennaio 2019.



### 8.1 Analisi con approccio cinematico lineare

L'analisi con approccio cinematico lineare, come già menzionato, richiede il calcolo del moltiplicatore di attivazione del meccanismo  $\alpha_0$ , e viene utilizzata per eseguire le verifiche sia allo SLD sia allo SLV.

Schematicamente, occorre individuare:

- L'entità e il punto di applicazione dei pesi propri e di quelli portati;
- L'entità delle forze esterne (applicate ed attritive) ed interne;
- L'entità delle forze orizzontali che rappresentano l'azione sismica, le quali sono proporzionali ai pesi per un coefficiente  $\alpha$ ; vanno considerate anche le forze orizzontali indotte da masse che non gravano direttamente sui blocchi.

Successivamente, si applica uno spostamento infinitesimo virtuale (solitamente una rotazione). Per determinare il moltiplicatore, ci si avvale del PLV (*Principio dei Lavori Virtuali*): si eguaglia il lavoro delle forze esterne con il lavoro svolto dalle forze interne, il quale solitamente viene assunto nullo perché si trascurano gli effetti dell'attrito e delle forze interne alla muratura.

Quindi si ha:

$$L_e = L_i = 0$$

Applicando tale teorema si ottiene l'espressione del moltiplicatore, come segue (§ C8.7.1.1 del paragrafo C8.7.1.2.1.1 della Circolare del 21 gennaio 2019):

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad [\text{C8.7.1.1}]$$

dove:

- $N$  è il numero dei blocchi di cui è costituita la catena cinematica;
- $m$  è il numero di forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;
- $P_k$  è la risultante delle forze peso applicate al  $k$ -esimo blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, sommato agli altri pesi portati);
- $Q_k$  è la risultante delle forze peso non gravanti sul  $k$ -esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $F_k$  è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi; tali forze possono favorire l'attivazione del meccanismo (ad es. spinte di volte) o ostacolarlo (ad es. archi di contrasto, ovvero forze attrittive che si sviluppano in presenza di parti della costruzione non coinvolte nel meccanismo);
- $\delta_{y,k}$  è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate  $P_k$ , agenti sul  $k$ -esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;
- $\delta_{F,k}$  è lo spostamento virtuale del punto d'applicazione della forza esterna  $F_k$ , proiettato nella direzione della stessa (di segno positivo o negativo a seconda che questa favorisca o contrasti il meccanismo);
- $\delta_{Qx,k}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali  $Q_k$  agenti sul  $k$ -esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $L_i$  è il lavoro totale di eventuali forze interne (allungamento di una catena; scorrimento con attrito in presenza di ammassamento tra i blocchi del meccanismo, dovuto a moti relativi traslazionali o torsionali; deformazione nel piano di solai o coperture collegate ma non rigide).

Il valore che si ottiene dall'equazione, rappresenta una stima per eccesso dell'effettivo moltiplicatore statico di collasso: una volta valutati tutti i meccanismi più significativi tra quelli possibili per ogni macroelemento, il valore definitivo di  $\alpha_0$  è il minore tra tutti gli altri valori dei meccanismi calcolati all'interno dello stesso macroelemento.

Per la verifica dei meccanismi locali, occorre valutare gli effetti di interazione dinamica con la costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche: per la determinazione degli spettri di risposta alle diverse quote della costruzione, si fa riferimento agli *spettri di piano* (§C7.2.3 della Circolare 21 gennaio 2019). In sostanza, vengono confrontati (in termini di accelerazione) la domanda richiesta dal sisma (valutata tramite i sopracitati *spettri di piano*) con la capacità fornita dalla struttura: sia nella verifica allo SLD che in quella allo SLV, la domanda è espressa dall'accelerazione di riferimento al suolo valutata per la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite in questione.

Per quanto riguarda l'SLD, c'è da puntualizzare che l'attivazione del meccanismo comporta l'apertura di una lesione, la quale non necessariamente provoca il verificarsi del meccanismo vero e proprio. Nell'ipotesi che la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi rimanga tale fino all'attivazione del cinematismo, questo si attiva quando

l'accelerazione massima  $a_{z,SLD}$  alla quota  $z$  (a cui si colloca il meccanismo locale in esame) è uguale all'accelerazione corrispondente al moltiplicatore di attivazione  $a_0$ , espressa come segue:

$$a_{z,SLD} = \frac{a_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Dove:

$a_0$  moltiplicatore di attivazione del cinematismo;

$g$  accelerazione di gravità;

$FC$  Fattore di Confidenza<sup>8</sup>;

$e^*$  frazione di massa partecipante, determinata come da §C8.7.1.5.

La verifica allo SLV semplificata con fattore di comportamento  $q$  perché si rientra nel campo dell'analisi lineare, viene utilizzata quando non viene calcolata la curva di capacità riferita ad un oscillatore equivalente non lineare, ma si ha a disposizione  $a_0$ : si ricade nei casi in cui l'esecuzione di un'analisi cinematica non lineare risulta problematica. L'accelerazione al suolo  $a_{g,SLV}$  viene calcolata moltiplicando il fattore di comportamento  $q$  per l'accelerazione valutata precedentemente allo SLD ( $a_{z,SLD}$ ), sempre considerando meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale<sup>9</sup>: in assenza di valutazioni accurate, si assume cautelativamente  $q = 2$ .

---

<sup>8</sup> Se non si tiene conto della resistenza a compressione della muratura per valutare il moltiplicatore, si assume un FC relativo al livello di conoscenza LC1.

FONTE: Circolare del 21 gennaio 2019.

<sup>9</sup> Se si considerano elementi liberi di vibrare, si fa riferimento alla §C8.7.1.9 della Circolare.

## 9. IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

### 9.1 Introduzione



L'Abbazia di Sant'Urbano sorge al centro della Valle di San Clemente, nel comune di Apiro, in provincia di Macerata, nel cuore della campagna Marchigiana. È una delle più antiche e importanti abbazie della Vallesina (fig. n° 9.1.1), sulla sponda sinistra del torrente Esinante, affluente del fiume Esino.



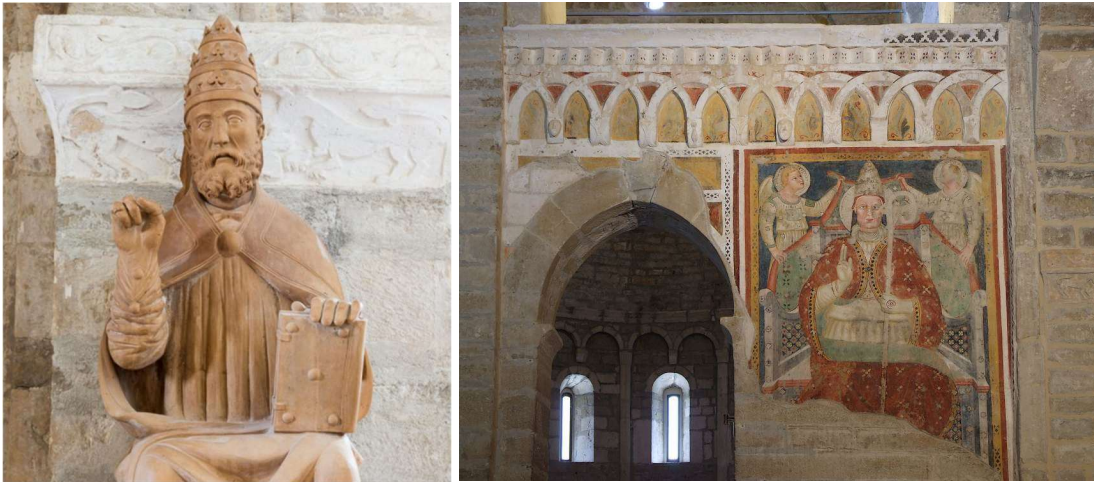
*Figura n° 9.1.1: il complesso dell'abbazia inserito nel territorio della Vallesina.*

All'interno la chiesa, pur di impianto unitario, è nettamente divisa in tre ambienti in direzione trasversale rispetto l'asse longitudinale della chiesa: la torre di ingresso e l'aula, che era riservata ai fedeli; il presbiterio con le sue tre absidi, ambiente sopraelevato rispetto all'ingresso e in stile gotico, che era riservato ai monaci e, per la presenza di un muro di rinforzo che lo separa dall'aula, costituisce una sorta di chiesa a sé; e infine la cripta, posta esattamente sotto al presbiterio, alla quale si accede attraverso una scala.

Il contesto storico in cui nasce l'abbazia è quello alto medievale: dopo la caduta dell'impero romano d'occidente nel V secolo, i barbari si riversarono sul territorio italiano occupando gran parte dell'Italia settentrionale e centrale. In un quadro di desolazione, malattia, distruzione del territorio, si ersero nel centro Italia i monasteri, una nuova istituzione religiosa che attraverso preghiera e lavoro fornivano rifugio e protezione agli abitanti che si allontanavano dai centri abitati. I monaci si dedicarono all'agricoltura, bonificando vaste zone dell'Italia e dell'Europa, allo studio, al recupero e alla trascrizione degli antichi documenti che altrimenti sarebbero andati perduti. I benedettini, costruito il monastero e l'abbazia di Sant'Urbano, si preoccuparono anche di difendersi, costruendo attorno all'abitato una robusta cinta di mura ed una torre, denominando l'intero complesso "Castello di Sant'Urbano" (rimasto indipendente fino alla sua sottomissione a Jesi nel 1219).

L'abbazia è intitolata ad Urbano I (fig. n° 9.1.2(a)), il quale ha soggiornato nella valle per sfuggire ai suoi persecutori prima di diventare papa; dopo il suo pontificato (222 – 230 d.C.) venne santificato, quindi la popolazione in segno di riconoscenza per il soggiorno nel monastero, dedicò la chiesa al suo nome.

A lui è dedicato anche uno dei preziosi affreschi presenti sul muro che divide l'aula dal presbiterio (fig. n° 9.1.2(b)), nel quale è rappresentato con aria solenne e magnifica.



*Figura n° 9.1.2: statua di Sant'Urbano (a); affresco di Sant'Urbano (b).*

La festa di Sant'Urbano, patrono di Apiro, si celebra il 25 maggio: a partire dalle ore 7:00 fin verso le ore 7:45, all'interno della chiesa è possibile osservare il fenomeno detto "l'Occhio di Sant'Urbano", ovvero un fascio luminoso che da un foro sopra l'abside va a colpire un cerchio scolpito su una colonna posta a sinistra dell'entrata (fig. n° 9.1.3).



*Figura n° 9.1.3: il fascio di sole entra da una finestra sopra l'abside centrale, attraversa un'apertura nella parete trasversale e colpisce il cerchio scolpito nella pietra.*

Si dice che il cerchio di pietra rappresenti la corona "contale": durante l'incoronazione del conte (rigorosamente nel giorno di Sant'Urbano), veniva posta una corona sopra il capo della suddetta persona, presumibilmente seduta; ecco spiegata la quota piuttosto ridotta dell'incisione, come mostra la figura seguente (fig. n° 9.1.4).



*Figura n° 9.1.4: la corona contale scolpita nella colonna.*

Contemporaneamente, il fenomeno avviene anche all'interno della cripta, dove un raggio di luce entrante dalla finestra presente nell'abside centrale, colpisce esattamente l'unica colonna con la base circolare presente all'interno dell'atrio centrale (fig. n° 9.1.5).



*Figura n° 9.1.5: il fascio di luce colpisce l'unica colonna con base circolare impressa nel pavimento.*

## 9.2 Analisi storica

La più remota notizia che si ha dell'abbazia risale al 1033, ed è contenuta in una pergamena riguardante una convenzione tra Gisberto, abate di Sant'Urbano, e Attone, abate di San Vittore alle Chiuse. L'importanza di cui l'abbazia di Sant'Urbano già allora godeva, ne fa risalire l'origine a qualche anno o decennio prima del Mille, periodo nel quale il monachesimo benedettino crebbe e si diffuse in Vallesina. Una iscrizione scolpita nell'altare maggiore antico (poi sostituito nel Novecento da quello attuale) recava la data del 1086 come anno della sua consacrazione; un'altra iscrizione con data 1140 è incisa nella pietra dell'altare della cripta.

Negli anni l'abbazia ebbe rapido e notevole sviluppo sul piano religioso e civile, dovuto ad una serie di fattori, quali un terreno fertile, ricco di acque, boschi, terreni agricoli e per il pascolo, facilmente difendibile e lontano dai fondivalle, una posizione nel quale era favorita la meditazione, il silenzio e il contatto con la natura.

All'affermarsi del periodo comunale, la vicinanza del potente comune di Apiro fu di grave danno per l'abbazia, che pur di sottrarsi ai tentativi espansionistici della vicina città, preferì cercare aiuto e difesa nella lontana Jesi, città in fase di rapida espansione nel suo contado e anche oltre: infatti, nel 1219 l'abate di Sant'Urbano sottoponeva alla giurisdizione del comune di Jesi l'abbazia con tutti i suoi beni e possedimenti. L'intrusione jesina non piacque ad Apiro che vedeva sfuggire una ricca preda territorialmente così vicina. La pressione e le minacce furono tali che nel 1224 si giungeva ad un accordo in base al quale Apiro acquistava il castello di Sant'Urbano: l'abate fu costretto a riconoscere ad Apiro diritti sul territorio dell'Abbazia. Questa scelta politica sollevava una viva opposizione da parte degli abitanti del castello stesso: ne nacque un'aspra contesa che portò molti danni al castello e allo stesso monastero. Gli apirani nel 1226, assalirono il monastero e depredarono, incendiarono, devastarono la stessa Chiesa.



Dietro un ricorso dei monaci al papa, questi incaricava il vescovo di Camerino di dare la scomunica ad Apiro: è per questo motivo che nel 1227 la stessa Apiro si sottoponeva alla giurisdizione del comune di Jesi, evento alquanto anomalo appartenendo Apiro alla diocesi e distretto di Osimo.

Il nuovo accordo del 1245 tra i monaci e il comune di Apiro, testimonia una nuova cessione del castello di Sant'Urbano ad Apiro, ma il 6 giugno del 1251 gli abitanti del castello di Sant'Urbano, presente e consenziente l'abate, si sottoponevano di nuovo al comune di Jesi, il quale assicurava il suo aiuto per la riedificazione del castello.

La complessa e spinosa questione, si concludeva inaspettatamente con un accordo tra Jesi, Sant'Urbano e Apiro: con tale atto si poneva fine alla controversia. Il nuovo atto di concordia tra l'Abbazia ed il comune di Apiro del 1254 riconfermava il precedente, con l'aggiunta del diritto dell'abate ad avere dagli uomini del castello i servizi usuali, cioè i frutti della terra che gli stessi avevano in enfiteusi e con l'aggiunta dell'impegno di Apiro a versare all'abate la somma di 330 libbre ravennati e anconitane.

Nel 1431 il papa Eugenio IV decideva l'unione dell'abbazia di Sant'Urbano alla grande abbazia di Valdicastro, la quale era già entrata a far parte della Congregazione camaldolese. Dal 1441, i camaldolesi ressero l'abbazia fino al 1810, anno in cui Napoleone arrivò in Italia e attraverso lo Stato impose limitazioni agli ordini religiosi. L'abbazia di Sant'Urbano fu quindi espropriata, come tanti altri beni ecclesiastici, inserita nella Cassa di Ammortizzazione e in seguito venduta, insieme a tutti i suoi possedimenti, ai principi Doria Pamphilj di Roma.

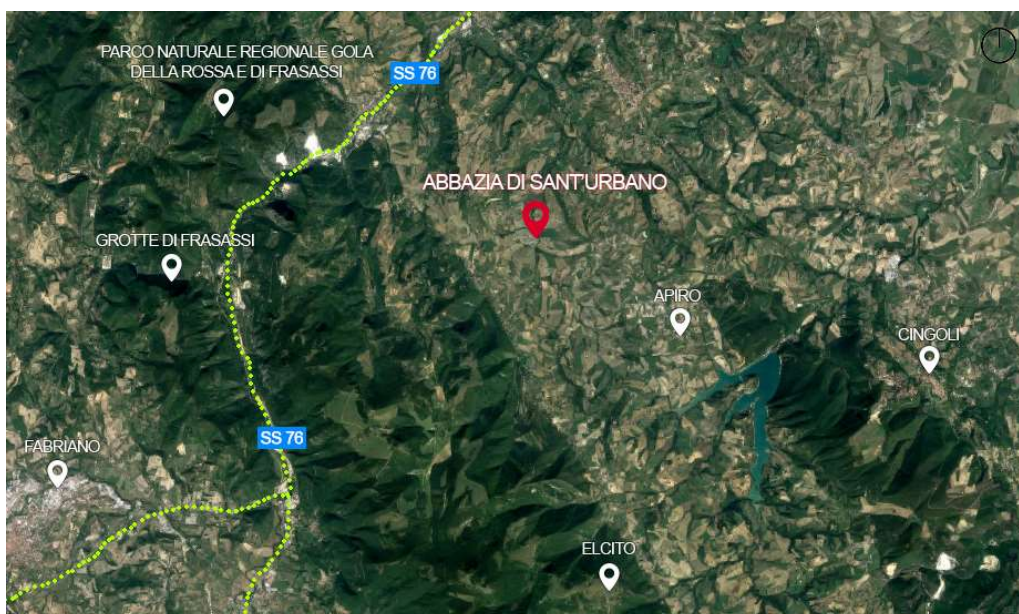
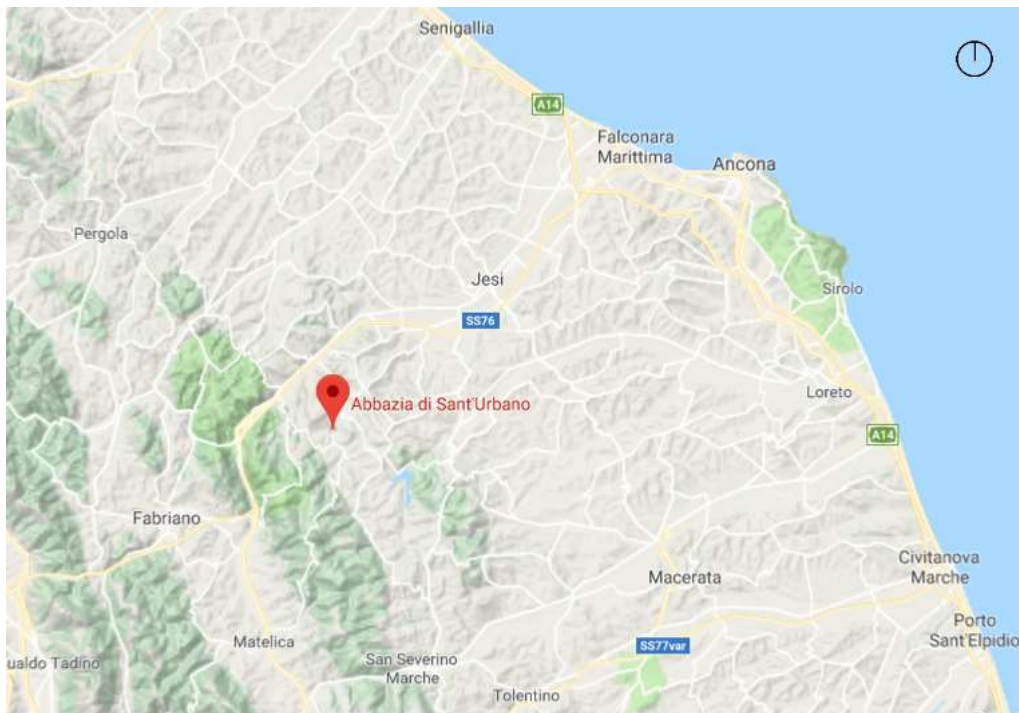
Nel 1870 circa la proprietà del monastero e dei suoi terreni passò in mano ai Signori Battaglia di Cingoli: alla morte della Sig.ra Zenobia Battaglia ereditarono i figli Lamberto, Dino e Raul Rossi, ai quali erano legati da rapporti di mezzadria circa 27 famiglie intorno Sant'Urbano. Nel 1970 per volontà testamentaria dell'ultimo dei Rossi, l'Abbazia e i suoi possedimenti passarono in eredità all'Ente Comunale di Assistenza di Apiro e, in seguito,

al Comune di Apiro, il quale nel 1992 e dopo il terremoto del 1997, ristruttura il complesso abbaziale grazie a due fondi europei: è dopo tali attività di rinnovamento, che inizia l'attività ristorativa e recettiva, per opera di diversi soggetti succedutesi negli anni.

Nel 2017 il Comune di Apiro viene affiancato dall'impresa privata "Loccioni" per portare a valore l'intero complesso abbaziale, includendo nel bando anche la vecchia scuola dall'altra parte della strada. Enrico Loccioni, è nato e cresciuto nei pressi dell'Abbazia, i suoi nonni materni erano i mezzadri e vivevano proprio in Sant'Urbano: egli sceglie di investire parte degli utili della sua impresa in questo progetto di promozione del territorio, con l'obiettivo di creare lavoro e vitalità a partire dalla valorizzazione del bene culturale e dall'innovazione nel settore dell'agricoltura.

### 9.3 Inquadramento territoriale

L'abbazia di Sant'Urbano sorge al centro della valle di San Clemente nel territorio del comune di Apiro, nel cuore della campagna marchigiana tra Jesi e Fabriano, a cavallo tra le province di Ancona e Macerata.



Il sito è facilmente raggiungibile in quanto si trova appena fuori l'uscita della superstrada SS76, che collega trasversalmente Ancona e Perugia; dall'abbazia è facile raggiungere altri siti di grande interesse storico – culturale ed ambientale della regione Marche, come Cingoli, Elcito, le Grotte di Frasassi, Pian dell'Elmo e Canfaito.

A partire dal VII – VIII secolo d.C., lungo le valli dell'Esino e del Musone iniziarono ad insediarsi molte comunità monastiche che lasciarono un incredibile patrimonio di chiese e abbazie, in particolare nella Valle di San Clemente si sviluppa un trittico di abbazie benedettine di grande valore storico ed architettonico: l'abbazia di S. Elena, situata alla confluenza dell'Esinate con l'Esino, l'abbazia di Sant'Urbano e l'abbazia di Val di Castro ai piedi del Monte San Vicino.



L'asse longitudinale della chiesa è rivolto ad est, verso Gerusalemme: l'attenzione all'orientamento è testimoniata dal fatto che sopra l'abside centrale è presente un oculo, attraverso il quale il giorno del patrono di Sant'Urbano passa un fascio di luce che va a colpire un punto particolare all'interno della chiesa, verificandosi il fenomeno de "l'Occhio di Sant'Urbano".

#### 9.4 Descrizione dell'impianto architettonico della chiesa

Sotto il profilo architettonico, la chiesa rappresenta un gioiello dell'arte medievale, articolato in una commistione tra diversi stili: lo schema costruttivo è quello tipico del romanico marchigiano, ovvero la basilica a tre navate con il campanile in facciata; alcuni elementi strutturali, come le volte o la parete trasversale, ricalcano in pieno lo stile gotico. Già dall'esterno emerge che la chiesa sia il risultato di diversi rimaneggiamenti: nelle facciate esterne infatti sono numerosi gli accostamenti di materiali differenti nella struttura e nelle decorazioni (mattoni pieni, blocchi di pietra arenaria, pietra bianca).

La facciata di ingresso della chiesa, rivolta ad ovest, fa parte di una torre che si erge su tutta l'abbazia; in cima alla torre è stato poi eretto un campanile a vela, il quale ha subito danneggiamenti di varia natura, soprattutto nell'ultima sequenza sismica del 2016. Il fianco sinistro della chiesa (rivolto a nord) è rafforzato da quattro robusti contrafforti (di epoca più recente) addossati alla navata laterale, la quale si presenta ornata di archetti pensili di pietra bianca sotto la gronda e di colonnine dello stesso tipo di pietra nelle due ultime campate. Il lato nord evidenzia anche l'articolazione del tetto della navata centrale in tre settori che si succedono a livelli diversi, i quali preannunciano una certa complessità dell'interno. Di notevole risalto è il settore absidale, con ampia e alta abside centrale in cui si aprono tre monofore a forte strombo esterno ed interno, fiancheggiata da due absidi minori in ciascuna delle quali è presente una monofora; l'impianto decorativo in pietra bianca segue lo schema della facciata settentrionale.



L'interno è caratterizzato da una netta divisione in tre ambienti posti a livelli diversi: al livello più alto c'è il presbiterio, al livello più basso la cripta, al livello intermedio l'aula (il corpo anteriore della chiesa), la quale è separata dal livello superiore da una parete trasversale, quasi a voler separare lo spazio riservato al pubblico da quello riservato agli officianti della chiesa.

All'ingresso si attraversa un atrio di pianta quadrata, coperto da una crociera; scendendo una scala di otto gradini si accede al corpo anteriore della chiesa. Esso è articolato in tre navate, divise da due pilastri per lato che scandiscono due campate: la navata centrale è coperta da un'alta volta a botte ogivale; le navate laterali sono coperte ciascuna da due volte a crociera, poste a livello più basso. La navata centrale non ha finestre e riceve una minima quantità di luce da due piccole aperture rettangolari che tagliano orizzontalmente la volta a botte ogivale.



La parete trasversale è stata eretta invece in età gotica: tra le aperture infatti, la porticina di accesso al piano superiore è incorniciata da un arco ogivale, così come le due aperture ogivali sovrastanti, e le decorazioni presenti; inoltre, la parete serviva anche a coprire il punto di congiunzione tra le due volte differenti tra aula e presbiterio.

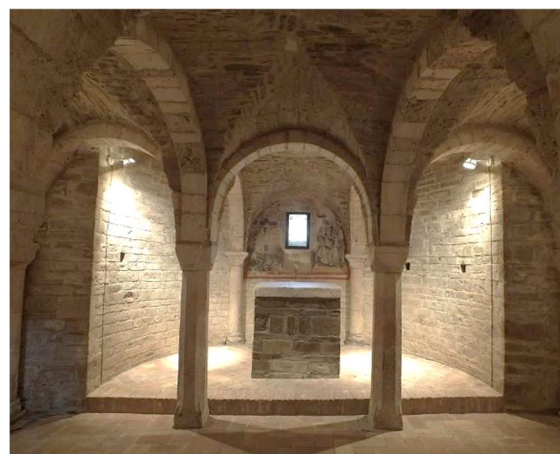


Il presbiterio è anch'esso articolato in tre navate di cui le laterali sono piuttosto basse, articolate come quelle dell'aula. Sensibilmente elevata è invece la navata centrale, coperta da due ampie crociere ogivali: tali crociere (sostenute da un arco trasversale a tutto sesto), insieme alle monofore e le bifore presenti sulle murature, attestano un secondo intervento in epoca gotica rispetto alla costruzione romanica iniziale. Gli archi di valico tra navata centrale e navate laterali sono piuttosto bassi: il loro vertice eguaglia quelli del corpo anteriore che sorgono da un piano nettamente inferiore.



Dalla parete trasversale si accede alla cripta: essa riproduce la geometria spaziale del sovrastante presbiterio, pur articolandosi in maniera diversa. È costituita da tre corpi longitudinali (conclusi da tre absidi, che riprendono poi a tutta altezza il presbiterio)

separati da due pareti, ma posti in comunicazione tra loro mediante due porte ricavate nelle pareti stesse: i due corpi laterali sono coperti da crociere sostenute da semi colonnine addossate alle pareti, che suddividono l'ambiente in quattro campate di circa 3 metri di luce; il corpo centrale, ben più ampio, è tripartito a sua volta da due file di colonnine, le quali sorreggono il soffitto voltato anch'esso con crociere, ognuna della larghezza di circa 2 metri. La pianta della cripta è quindi articolata complessivamente da cinque navatelle.



Nel muro di fondo del corpo laterale destro, è praticata un'apertura dalla quale si accede ad una grotta, probabilmente adibita a cantina fino a poco tempo fa, quando lo spazio in questione era utilizzato come deposito di attrezzi agricoli.





La chiesa confina con tre edifici, con i quali condivide parte della parete settentrionale, e tutta la parete meridionale: a sinistra si trova infatti la casa che costituiva la foresteria (denominato in seguito per comodità "edificio B"), una semplice abitazione distribuita su due livelli; a destra l'edificio nel quale abitavano i coloni (denominata "edificio C"), palazzo articolato su tre piani, con accesso all'ultimo piano della torre, e quindi al campanile; addossato alla navata destra della chiesa si trova un altro stabile (denominato "edificio D"), presumibilmente dedicato al ristoro vista l'ampia distribuzione degli spazi.



## IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)



Oggi grazie al progetto di ristrutturazione e recupero dell'intero complesso da parte dell'impresa "Loccioni", è nata una struttura ricettiva fornita di camere, locanda, area benessere ed info point pronta a ricevere chi volesse visitare e soggiornare nell'abbazia.

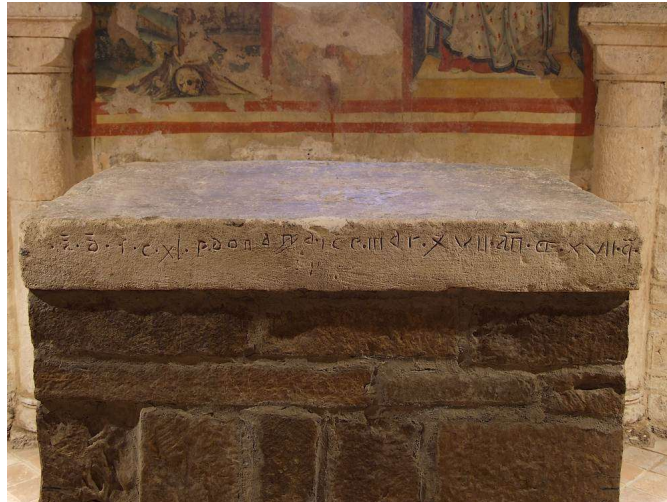
### **9.5 Fasi di costruzione del complesso**

Non è facile definire una precisa collocazione temporale per quanto riguarda la posa della prima pietra nella costruzione della chiesa: l'evidenza architettonica denota uno stile appartenente sia al XI secolo (il romanico) che al XII (gotico).

Attraverso l'interpretazione di alcune documentazioni che contengono tracce di modifiche apportate alla chiesa, è possibile comunque ricostruire un possibile ordine in cui sono stati effettuati gli interventi e le ricostruzioni parziali dell'abbazia.

La prima traccia (oltre alla citazione contenuta nella pergamena già citata del 1033) risale al 1086, data contenuta in un'iscrizione incisa nell'altare del presbiterio, che però è andata perduta: per questo motivo l'iscrizione non fornisce certezze sul suo significato, è possibile che si trattasse di una consacrazione d'altare indipendente da un eventuale episodio architettonico.

Un'altra iscrizione presente però nell'altare della cripta, segna il 1140: per procurarsi i finanziamenti necessari ad un presunto restauro della chiesa, l'abate avrebbe ideato una soluzione che poteva attirare numerosi pellegrini, ovvero una concessione di indulgenze per la visita all'altare della Vergine. A quell'occasione dovrebbero risalire i seguenti lavori: per quanto riguarda il corpo anteriore, il parziale tamponamento della prima campata, la copertura con volta a botte centrale e crociere laterali; il rifacimento della zona presbiteriale e di porzioni della cripta, la costruzione delle volte della navata centrale con rialzamento del tetto, la costruzione della parete di separazione tra l'aula e il presbiterio.



*Figura n° 9.5.1: incisioni che rimandano al 1140, presenti nell'altare situato nella cripta.*

Nel 1226 gli abitanti di Apiro misero a ferro e fuoco Castel Sant'Urbano e il monastero stesso: un incendio potrebbe aver danneggiato facilmente parti lignee, come una copertura a capriate. In seguito a questo evento, oltre ai lavori di consolidamento e ristrutturazione, si attestano: la costruzione delle case coloniche addossate alla chiesa e il rialzamento del corpo di facciata (quella di ingresso, a ovest) nel tentativo di creare una facciata unica per tutto il complesso.

Non si rinvengono altre tracce significative prima del secolo scorso. Nel 1923 l'abbazia viene ripristinata, a causa di dissesti statici del fianco nord, probabilmente dovuti a cedimenti delle volte della navata di sinistra: in questa data vengono aggiunti i quattro speroni a sostegno della facciata stessa.

Alcune lettere in uscita dall'abbazia datate 1929/1930, denunciano diversi problemi non soltanto strutturali come: lesioni nei muri che reggono la volta a botte centrale, lesioni e screpolature nel muro orizzontale che divide l'aula dal presbiterio, danneggiamento del manto di copertura (mancante di uno strato di tenuta funzionante) e del sistema di raccolta delle acque piovane (le grondaie sono scomparse dopo la costruzione degli annessi).

Nel 1947 la Soprintendenza ai monumenti di Ancona dichiara la chiusura della chiesa al pubblico a causa dei dissesti palesati finora, che si sono accentuati nel tempo: dal 1950 al 1953 si svolgono gli ultimi lavori di riparazione attestati prima del 1992, data in cui il complesso viene restaurato completamente dal Comune grazie a fondi europei, iniziando così l'attività ristorativa e ricettiva.

In data 12 aprile 2017, grazie al partenariato pubblico – privato tra il Comune e l'impresa "Loccioni", il complesso viene inserito in un progetto di valorizzazione che comprende anche la vecchia scuola situata dall'altra parte della strada: Enrico Loccioni, nato e cresciuto nei pressi dell'Abbazia (i suoi nonni materni erano i mezzadri e vivevano proprio in Sant'Urbano) sceglie di investire parte degli utili della sua impresa in questo progetto di promozione del territorio, con l'obiettivo di creare lavoro e vitalità a partire dalla valorizzazione del bene culturale e dall'innovazione nel settore dell'agricoltura.

## 9.6 Il rilievo

Il rilievo architettonico dei fabbricati è il punto di partenza indispensabile per la redazione dei progetti per il recupero degli edifici: "rilevare" indica il complesso delle operazioni con cui si determinano gli elementi necessari alla rappresentazione grafica di un complesso architettonico o urbanistico o di una sua parte.

In questo lavoro, è stato utilizzato il rilievo tramite la tecnologia *laser scanner 3D* (per gli interni) e tramite un drone (per gli esterni) svolto dai geometri dell'impresa Loccioni, affiancato ad un rilievo fotografico effettuato in loco.

La tecnologia *laser scanner 3D* permette di acquisire digitalmente posizione e forma di oggetti, descrivendoli attraverso una nuvola di punti, per ciascuno dei quali viene individuata la posizione spaziale secondo un sistema di coordinate x, y e z, incentrato sulla posizione dello scanner stesso. Lo strumento, generando un impulso laser infrarosso, rileva l'intervallo esistente tra l'emissione del segnale e l'impulso di ritorno: successivamente, nota la direzione del raggio nello spazio, rispetto ad un sistema di riferimento relativo interno allo strumento stesso, è poi possibile posizionare ogni punto rilevato nello spazio georeferenziato per mezzo di punti noti. È possibile anche di caratterizzare il materiale della superficie: nello stesso tempo in cui viene rilevato un punto gli si associa un valore di riflettanza, che dipende dalle caratteristiche del materiale stesso, e viene poi identificato attraverso un parametro cromatico RGB.

Essendo un segnale luminoso, il laser colpisce la superficie da rilevare secondo l'angolo dettato dal punto di vista: una completa descrizione dell'oggetto necessita più scansioni, le quali vengono poi unificate per mezzo di una rete di target opportunamente posizionati, dotati di coordinate riferite al sistema prescelto.

I vantaggi di fare rilievi con questa tecnologia sono molteplici: elevato dettaglio dell'acquisizione digitale 3D, con la possibilità di ottenere un'informazione sia geometrica che fotografica e cromatica; sovrapposizione estremamente precisa fra

geometria e mappatura fotografica, attraverso la possibilità di “spalmare” l’immagine fotografica acquisita (con l’eventualità però di avere a che fare con delle ombre, zone in cui il laser non rileva niente) sulla nuvola dei punti; possibilità di elaborare il modello tridimensionale a varie scale di dettaglio, in base ai tipi di utilizzo e agli obiettivi che si vogliono perseguire.

La grande mole e la complessità dei dati acquisiti attraverso questo tipo di rilievo richiedono competenze e strumenti adeguati, ma la quantità e la qualità dei risultati ottenuti con un’acquisizione superano di molto quelle dei risultati ottenuti in più riprese da un rilievo diretto. L’elaborazione dei dati permette di:

- Ottenere in automatico, da qualsiasi piano di sezione e di proiezione, gli elaborati tradizionali quali piante, prospetti, sezioni, assonometrie e prospettive;

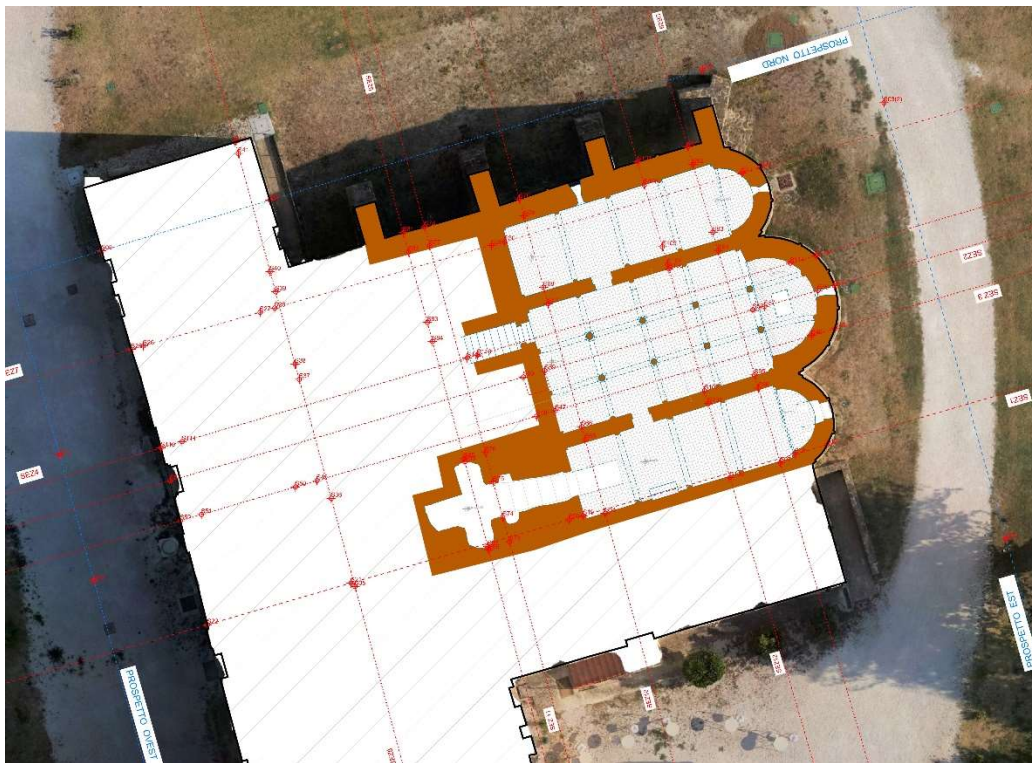


Figura n° 9.6.1: sezione orizzontale della cripta, nella quale si vedono le posizioni delle stazioni di presa del rilievo.



Figura n° 9.6.2: sezione longitudinale vista nord, taglio lungo la campata sinistra.



Figura n° 9.6.3: sezione longitudinale vista sud, taglio lungo l'asse centrale.



Figura n° 9.6.4: sezione trasversale vista est, taglio nella parte finale del presbiterio e della cripta.





*Figura n° 9.6.5: sezione trasversale vista ovest, taglio nella parte iniziale del presbiterio e della cripta.*

- Redigere fotopiani e ortofoto digitali applicando la documentazione fotografica direttamente sul modello, con resa grafica eccellente;



*Figura n° 9.6.6: prospetto nord.*



*Figura n° 9.6.7: prospetto ovest, dove è situato l'ingresso della chiesa.*



Figura n° 9.6.8: prospetto est.

- Analizzare lo stato di conservazione e degrado dei materiali, permettendo di redigere il quadro fessurativo e la mappa del degrado.

Comprendendo gli edifici B, C, D, il complesso si estende lungo l'asse est – ovest per 31,30 metri e lungo l'asse nord – sud per 36,20 metri, mentre la chiesa lungo tale asse occupa una lunghezza di circa 16 metri. Il campanile si eleva raggiungendo il punto più alto degli edifici, fino a 16,55 metri, seguito dalla torre d'ingresso della chiesa che arriva fino a 14,50 metri circa: l'edificio B (la piccola abitazione situata più a nord) ha un'altezza contenuta poco superiore ad 8 metri; l'edificio D segue il profilo a capanna della copertura della chiesa fino ad arrivare (all'estremo sud) ad un'altezza di circa 7 metri; l'edificio C (la casa colonica a 3 piani situata più a sud) è l'annesso più grande tra i tre, arrivando in altezza a superare di poco i 13 metri.

Mentre gli edifici B, C, D, partono dalla stessa quota esterna e proseguono in altezza in maniera regolare, la chiesa presenta un'articolazione più complicata<sup>10</sup>: dall'esterno, oltrepassando l'ingresso nella torre si scende subito di 8 gradini per un dislivello di circa 1,20 metri, arrivando alla quota dell'aula (fissata come "quota zero" all'interno dell'abbazia); da questa, per accedere al presbiterio si sale una scala, situata nella parete trasversale, che porta ad un'elevazione di circa +1,80 metri rispetto al piano di calpestio

---

<sup>10</sup> Vedi figura n° : sezione longitudinale vista sud, taglio lungo l'asse centrale.

dell'aula; dall'aula si accede alla cripta scendendo un'altra scala, situata anch'essa nella parete trasversale, la quale copre un dislivello di -2,20 metri.

Tale dislivello in discesa, è testimoniato all'esterno dalla differente quota di fondazione dei contrafforti<sup>11</sup>: il terzo ed il quarto contrafforte (guardando da ovest verso est) sono fondati su un terreno che declina coprendo un dislivello totale di circa 3 metri, comprensivo del piano di fondazione della cripta; una lieve discesa è percepibile anche osservando dall'esterno le tre absidi che si trovano ad est<sup>12</sup>.

---

<sup>11</sup> Vedi figura n° 9.6.6: prospetto nord.

<sup>12</sup> Vedi figura n° 9.6.8: prospetto est.

## 9.7 Aspetto conoscitivo

In Italia, la valutazione della sicurezza dei fabbricati assume un'importanza primaria, sia per l'elevata vulnerabilità degli edifici rispetto alle azioni sismiche, sia per il valore storico – architettonico – ambientale del patrimonio esistente.

Il Capitolo 8 delle “Norme tecniche per le costruzioni” del 17 gennaio 2018 ed il Capitolo C8 della “Circolare 21 gennaio 2019” n.7, si occupano di edifici esistenti. Le fonti necessarie da considerare per l'acquisizione dei dati ai fini della valutazione della sicurezza<sup>13</sup> sono: la documentazione di progetto, il rilievo strutturale e le prove in situ e/o in laboratorio. La quantità e la qualità dei dati acquisiti, determina il metodo di analisi ed i valori dei *Fattori di Confidenza (FC)* da applicare alle proprietà dei materiali.

Secondo la normativa, il modello per la valutazione della sicurezza (definito e giustificato dal progettista caso per caso), dovrà seguire le seguenti indicazioni generali:

- Analisi storico – critica;
- Rilievo geometrico – strutturale;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Definizione dei *Livelli di conoscenza (LC)* e dei fattori di confidenza;
- Calcolo delle azioni, previsto sia per la valutazione della sicurezza che per un eventuale progetto di interventi;
- Progettazione di eventuali interventi per rendere l'edificio conforme ai criteri di sicurezza definiti dalla normativa.

---

<sup>13</sup> Valutazione della sicurezza: “...di una struttura esistente, è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa”.

FONTE: Capitolo 8.3 delle NTC 2018.

“Per quanto riguarda le costruzioni esistenti di muratura, la valutazione della sicurezza deve essere effettuata nei confronti dei meccanismi di collasso, sia locali, sia globali, ove questi ultimi siano significativi; la verifica dei meccanismi globali diviene, in genere, significativa solo dopo che gli eventuali interventi abbiano eliminato i meccanismi di collasso locale.”

FONTE: C8.2 della Circolare 2019

La valutazione della sicurezza sismica di edifici esistenti comporta normalmente un grado di incertezza maggiore rispetto al caso di edifici di nuova costruzione; tale incertezza viene fortemente influenzata dallo stato di conoscenza delle effettive condizioni della struttura al momento di svolgimento della valutazione, ma anche dalla disponibilità di informazioni e documenti relativi al progetto e alla costruzione dell'opera.

Il Livello di Conoscenza è un parametro che serve per definire il tipo di analisi e il Fattore di Confidenza, che rappresenta il valore per il quale occorre dividere le resistenze medie dei materiali per tener conto del grado di incertezza associato al LC. Gli aspetti che definiscono i tre LC sono: la geometria della struttura, i dettagli costruttivi, le proprietà dei materiali, le connessioni tra i diversi elementi e le presunte modalità di collasso.

La norma e la circolare definiscono tre Livelli di Conoscenza possibili, ordinati per quantità di informazioni disponibili e livello di approfondimento raggiunto delle indagini:

- LC1: si dispone (oltre che dell'analisi storico – critica e del rilievo completo) di *indagini limitate* sui dettagli costruttivi (§C8.5.2.1) e di *prove limitate* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (§C8.5.3.1); il corrispondente FC è 1.35.
- LC2: si dispone (oltre che dell'analisi storico – critica e del rilievo completo) di *indagini estese* sui dettagli costruttivi (§C8.5.2.1) e di *prove estese* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (§C8.5.3.1); il corrispondente FC è 1.2.
- LC3: si dispone (oltre che dell'analisi storico – critica e del rilievo completo) di *indagini esaustive* sui dettagli costruttivi (§C8.5.2.1) e di *prove esaustive* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (§C8.5.3.1); il corrispondente FC è 1.

Nel caso in esame, l'edificio presenta un Livello di Conoscenza limitato LC1, in quanto si ha a disposizione il solo rilievo geometrico – costruttivo e nessuna verifica in situ per i dettagli costruttivi: si assumerà quindi un FC pari a 1.35.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali, in assenza di prove si può ricorrere alla tabella §C8.5.1 della circolare (fig. n° 9.7.1) la quale riporta delle indicazioni sui possibili valori da assumere per i parametri, suddivisi per le tipologie murarie più ricorrenti: i parametri indicati in tabella sono principalmente finalizzati alle verifiche nei confronti delle azioni sismiche, ad eccezione della resistenza a compressione che può essere utilizzata per le verifiche nei confronti delle azioni non sismiche.

Tipologia di muratura	$f$	$\tau_0$	$f_{v0}$	$E$	$G$	$w$
	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura n° 9.7.1: tabella §C8.5.1, contenente i valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura in funzione della tipologia.

I valori si riferiscono a:

- $f$  resistenza media a compressione;
- $\tau_0$  resistenza media a taglio della muratura;
- $E$  valore medio del modulo di elasticità normale;
- $G$  valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- $w$  peso specifico medio.

Per quanto riguarda l'edificio in esame, è stata scelta la tipologia "Muratura in mattoni pieni e malta di calce (\*\*\*)<sup>14</sup>".

Nel caso in cui la muratura abbia caratteristiche migliori rispetto a quelle definite nella suddetta tabella, la normativa prevede l'introduzione di coefficienti correttivi dettati in tabella §C8.5.II della circolare (fig. n° 9.7.2); inoltre, nel caso in cui sia necessario progettare un intervento di rinforzo, è possibile applicare ulteriori coefficienti presenti nella stessa tabella in base alle tecniche di consolidamento previste.

L'edificio del caso di studio, si riscontra la presenza di ricorsi (o listature), per cui viene applicato un coefficiente pari a 1.

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

(\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione  $f_m$  superiore a 2 N/mm<sup>2</sup>. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a  $f_m^{0,30}$  ( $f_m$  in N/mm<sup>2</sup>).

(\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Figura n° 9.7.2: tabella §C8.5.II, contenente i coefficienti correttivi massimi da applicarsi in caso di malta buona, ricorsi o listature, presenza di sistematiche connessioni trasversali tra i paramenti, tipologia di intervento scelta per un eventuale consolidamento.

<sup>14</sup> (\*\*\*) = "Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati in caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici"

FONTE: Circolare n°7 del 21 gennaio 2019.

In accordo con la normativa corrente, si assumono i valori minimi di resistenza a compressione indicati nell'intervallo in funzione della tipologia muraria considerata; per quanto riguarda i moduli elastici normale e tangenziale, si considerano i valori medi degli intervalli riportati in tabella.

I parametri meccanici definitivi dell'edificio, comprensivi della correzione apportata dai coefficienti riferiti a LC1 e presi dalla tabella §C8.5.II, sono quelli indicati nella figura seguente.

	<b>f min</b> (Mpa)	<b>f max</b> (Mpa)	<b>E min</b> (Mpa)	<b>E max</b> (Mpa)	<b>w</b> kN/m <sup>3</sup>	<b>G min</b> (Mpa)	<b>G max</b> (Mpa)	<b>τ<sub>0</sub> MIN</b> (Mpa)	<b>τ<sub>0</sub> MAX</b> (Mpa)	<b>FC</b>	<b>Coef. Corr. Tab C8.5.II</b>
<i>Muratura in mattoni pieni e malta di calce</i>	2.60	4.30	1.200	1.800	18.00	400	600	50	130	1.35	1.00
<b>Parametri Finali LC1</b>	1.9259		1.500			500		90			

Figura n° 9.7.3: tabella riassuntiva dei parametri meccanici del materiale.



## 9.8 Modellazione

La fase di modellazione è molto importante all'interno dell'analisi sismica globale di un edificio, poiché la definizione di un modello prevede la semplificazione della struttura in un modello matematico dalle caratteristiche il più possibile fedeli alla realtà; si devono quindi attuare scelte e semplificazioni che dipendono da vari fattori, in primis il software utilizzato. I requisiti di una modellazione efficace e funzionale riguardano l'adeguata rappresentazione delle effettive distribuzioni di massa, rigidità e resistenza del fabbricato, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, nonché l'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali: ciò detto, il modello deve essere necessariamente tridimensionale.

Il software utilizzato per la modellazione è il "MIDAS FEA": si tratta di un software di modellazione solida 3D e di analisi non lineari avanzate per l'ingegneria civile. Tra i vantaggi, si segnalano: la sua compatibilità con altri formati, che permette di raggiungere livelli di modellazione molto avanzati in tempi brevi; l'utilizzo di un potente meshatore, che consente di rappresentare e risolvere con precisione il modello agli elementi finiti che meglio rappresenta la geometria solida precedentemente creata (fig. n° 9.8.1).

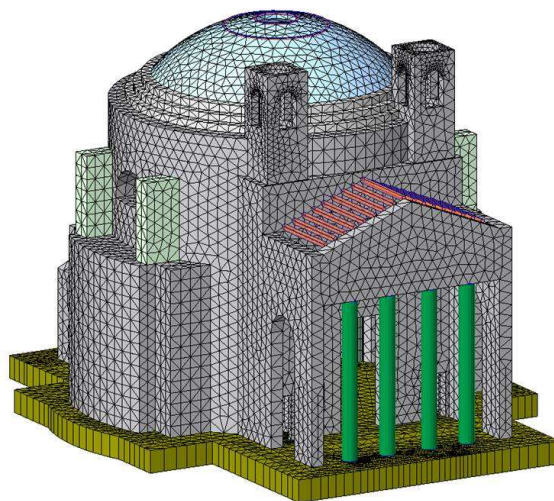


Figura n° 9.8.1: modello tridimensionale del Pantheon, discretizzato in mesh.

Si può affermare che il MIDAS FEA sia un programma *user – friendly*, perché l'interfaccia di ultima generazione permette una comprensione ed un utilizzo pressoché immediati da parte di un apprendista alle prime armi. A seconda delle esigenze dell'utente, il programma possiede diversi strumenti di creazione di mesh 2D e 3D per consentire un'adeguata gestione del modello numerico: in funzione dell'accuratezza richiesta, i metodi usati possono essere manuali, semiautomatici o automatici, ed includono anche strumentazioni di controllo della qualità della mesh stessa.

All'intero dello stesso software è possibile anche eseguire varie tipologie di analisi per descrivere il comportamento di diversi tipi di strutture: per la muratura storica, calcestruzzo armato, acciaio si effettuano analisi lineare statica, non lineare per materiale e geometria, analisi dinamica, analisi a fatica, trasferimento di calore, ed altre.

Per rappresentare significativamente le geometrie della struttura reale si ricorre ad una modellazione ad elementi finiti<sup>15</sup>, seguendo l'iter processuale riassunto nelle fasi seguenti:

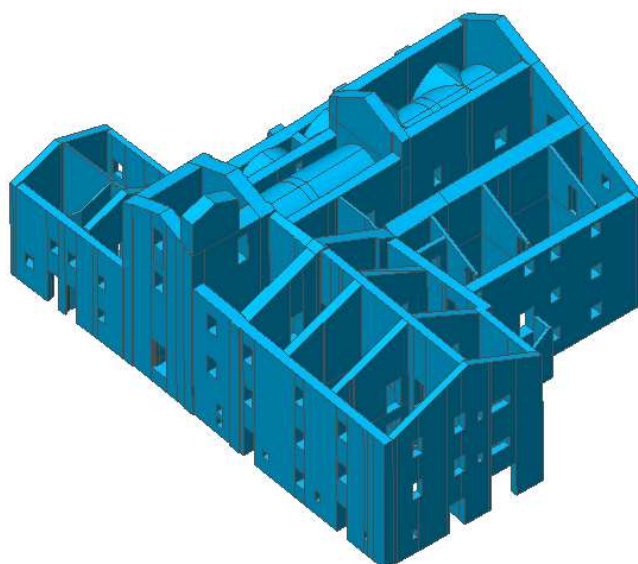
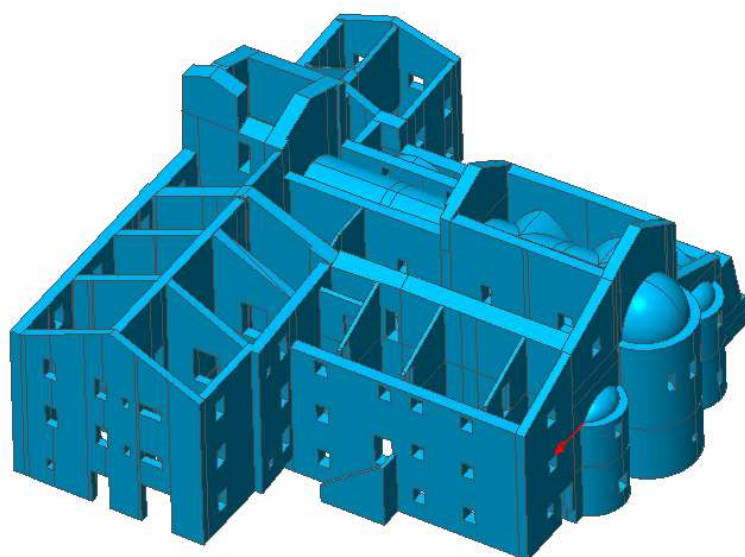
- 1) Costruzione del modello geometrico;
- 2) Creazione dei vincoli di incastro tra le pareti murarie;
- 3) Definizione ed assegnazione dei materiali;
- 4) Creazione delle mesh;
- 5) Assegnazione dei vincoli alla base;
- 6) Inserimento dei carichi statici.

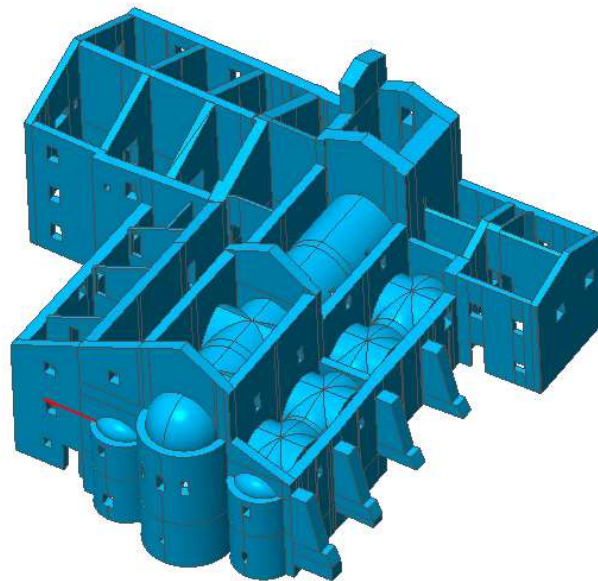
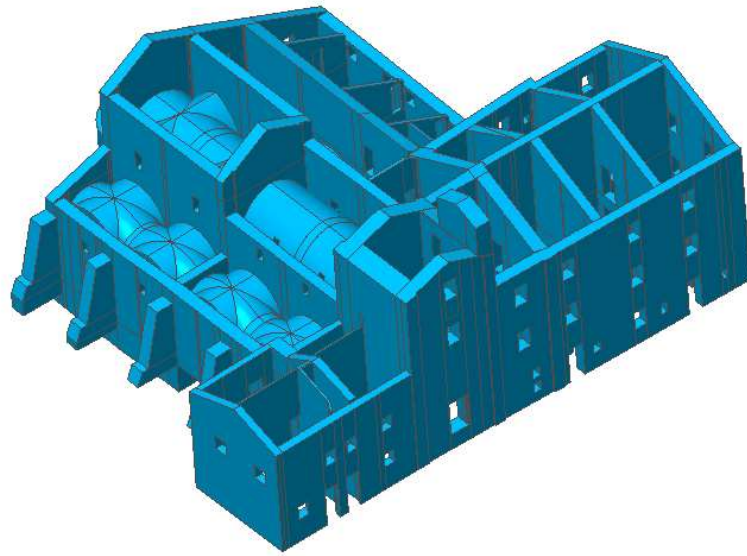
*1) Costruzione del modello geometrico.* Dopo aver completato il rilievo, si è proceduto con la semplificazione di tutte le piante ai diversi livelli depurandole delle parti superflue; successivamente sono stati importati nel MIDAS FEA file contenenti le piante in formato "dxf", i quali servono da base per poi estrarre le pareti (con le relative aperture) costituenti l'edificio, direttamente sul programma. Dal rilievo emerge che le

---

<sup>15</sup> Vedi paragrafo 6.1 del capitolo 6.

pareti della chiesa, oltre a diminuire la loro sezione muraria con l'altezza, non sono perfettamente allineate in verticale tra le diverse quote dei solai: si è deciso quindi di modellare la chiesa piano per piano, mentre le pareti degli annessi adiacenti sono continue verticalmente in tutta altezza. Di seguito alcune viste assonometriche del modello.





Non sono stati modellati i solai lignei, poiché vengono inseriti nelle fasi successive sottoforma di carichi, mentre invece vengono modellate tutte le volte in muratura e gli archi di collegamento presenti nella chiesa: visto l'elevato numero di volte nella cripta e nei piani superiori e la complessità della loro geometria (a botte ogivale, a crociera ogivale, a crociera rampante, a crociera su tre lati, spicchi di cupola con piano di imposta

ribassato), si è ricorrendo ad un altro software (*Rhinoceros 5*) in ausilio esclusivamente per la modellazione di questi solidi, poi importati in formato "acis" (fig. n° 9.8.2, fig. n° 9.8.3).

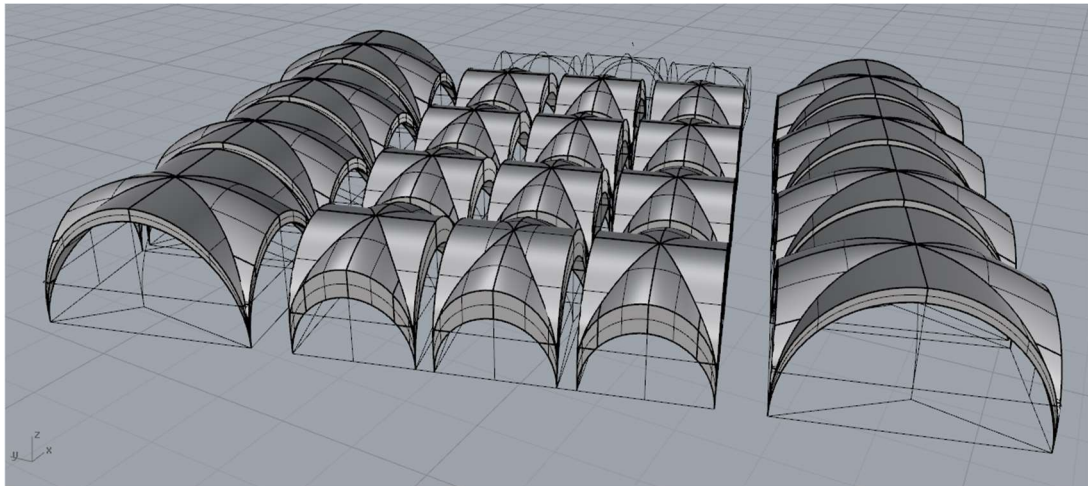


Figura n° 9.8.2: polisuperfici utilizzate per modellare le volte presenti nelle navate della cripta modellate in *Rhinoceros 5*.

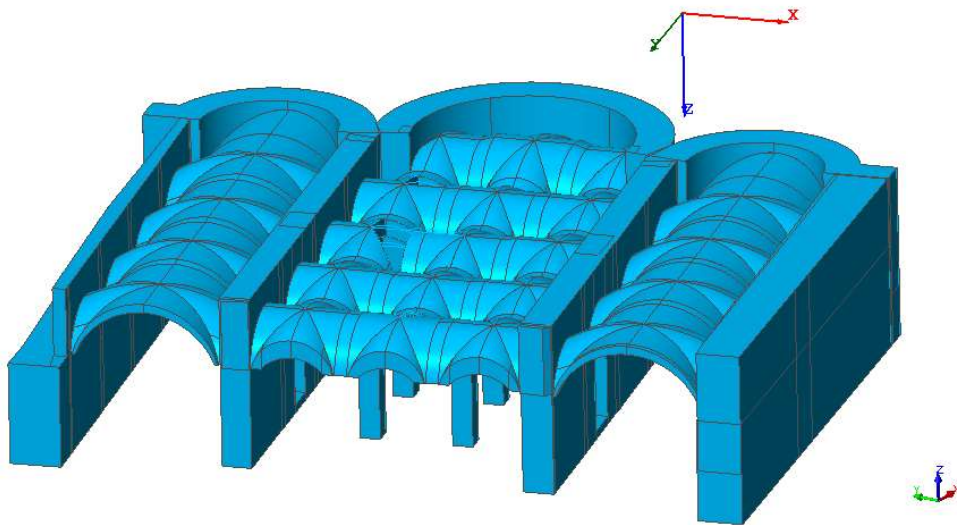


Figura n° 9.8.3: le stesse volte importate in *MIDAS FEA*, il quale riconosce già come elementi solidi le superfici importate da altri programmi.

2) *Creazione dei vincoli di incastro tra le pareti murarie.* Lo scopo di questa fase è quello di vincolare tra loro (tramite un incastro) tutte le pareti confinanti almeno su un lato, in

modo da concepire un unico involucro scatolare per poter effettuare le analisi globali dell'edificio evitando che si attivino meccanismi di collasso locale sui singoli elementi. Lo strumento che permette di fare ciò è il comando *boolean cut*: tramite l'operazione di taglio booleano, si imposta un solido come *master*, un altro solido come *tool*, poi si procede sottraendo il secondo dal primo in modo tale da tagliare le porzioni in eccesso e da creare un vincolo tra le porzioni confinanti; questa operazione va poi ripetuta invertendo il *master* con il *tool* allo scopo di garantire un vincolo bilaterale. La buona riuscita dell'operazione è garantita dalla comparsa di una linea rossa tra i solidi applicando il comando *check duplicates* (fig. n° 9.8.4): la linea indica che le facce di due elementi confinanti sono perfettamente combacianti, quindi si è realizzato il vincolo.

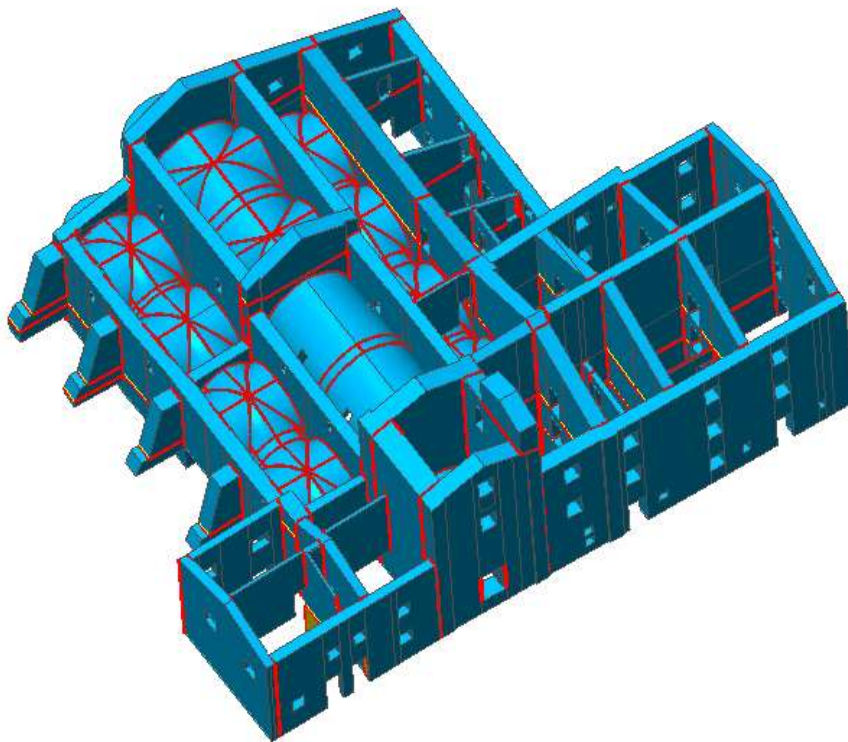
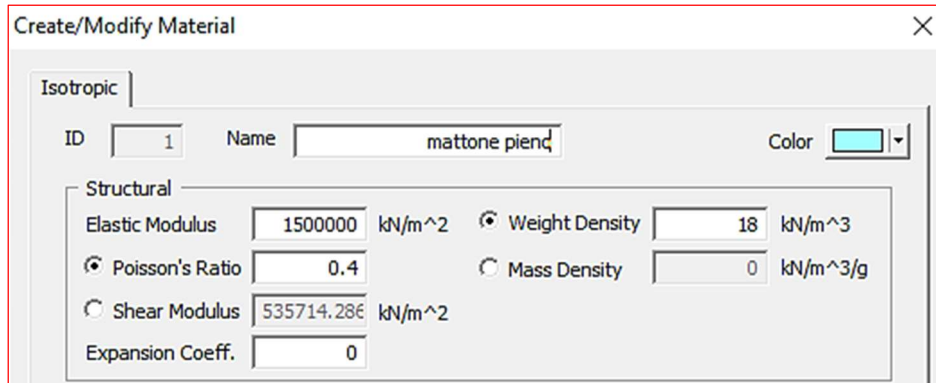


Figura n° 9.8.4: l'applicazione del comando *check duplicates* mostra che tutti i cut tra le pareti sono corretti.

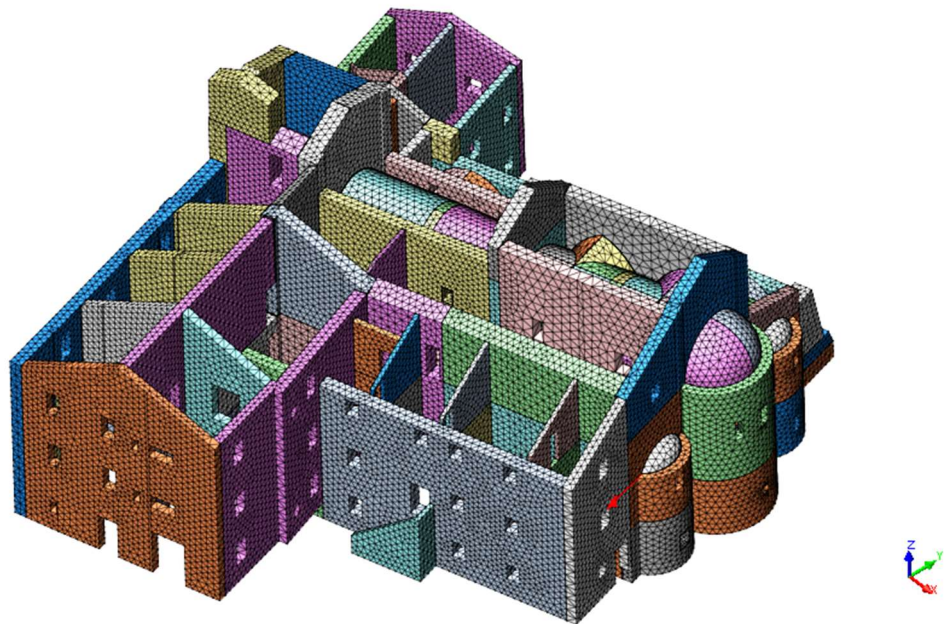
3) *Definizione ed assegnazione dei materiali.* È stato introdotto un unico materiale, da applicare all'intera struttura, il quale rappresenti le caratteristiche della muratura a mattone pieno e malta di calce <sup>16</sup>.



4) *Creazione delle mesh.* La fase di meshatura dei solidi è quella più delicata. La mesh è l'elemento in cui si discretizza il modello: introdurre la mesh significa suddividere il modello in elementi solidi di piccola dimensione caratterizzati da un materiale, su cui poi verranno applicati i carichi e successivamente eseguite le analisi. Affinché le mesh siano generate correttamente, è necessario che i solidi non siano corrotti o non si siano trasformati in superfici o gusci (*shell*) durante le fasi precedenti di modellazione, è necessario inoltre che i vertici delle mesh siano combacianti per garantire la continuità degli elementi ed evitare che i solidi si muovano autonomamente quando sottoposti ai carichi dinamici (perciò risulta essenziale la corretta esecuzione della fase 2): se il software non riesce a generare la mesh o se i vertici non combaciano, bisogna ricreare il solido; una volta generata la mesh, non è più possibile modificare il solido, piuttosto se si dovesse modificare il solido a posteriori è obbligatorio ricreare la mesh. La dimensione della mesh è la discriminante che influenza l'accuratezza della suddivisione: minori sono le dimensioni, maggiore saranno precisione e fedeltà con cui viene

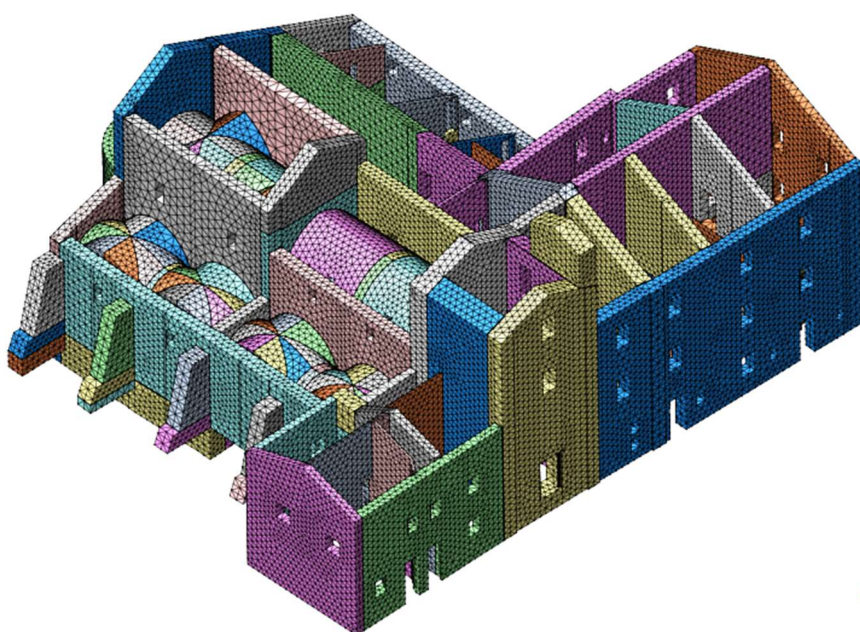
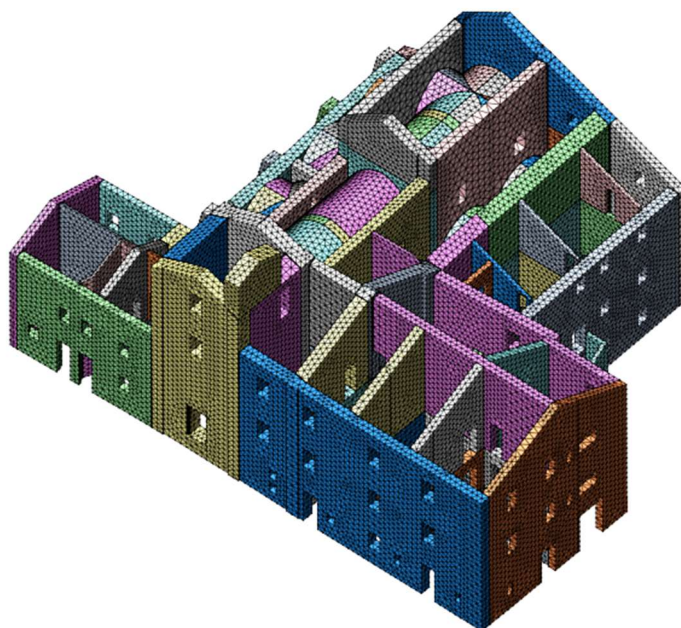
<sup>16</sup> Vedi fig. n° del paragrafo "Aspetto conoscitivo" del capitolo corrente.

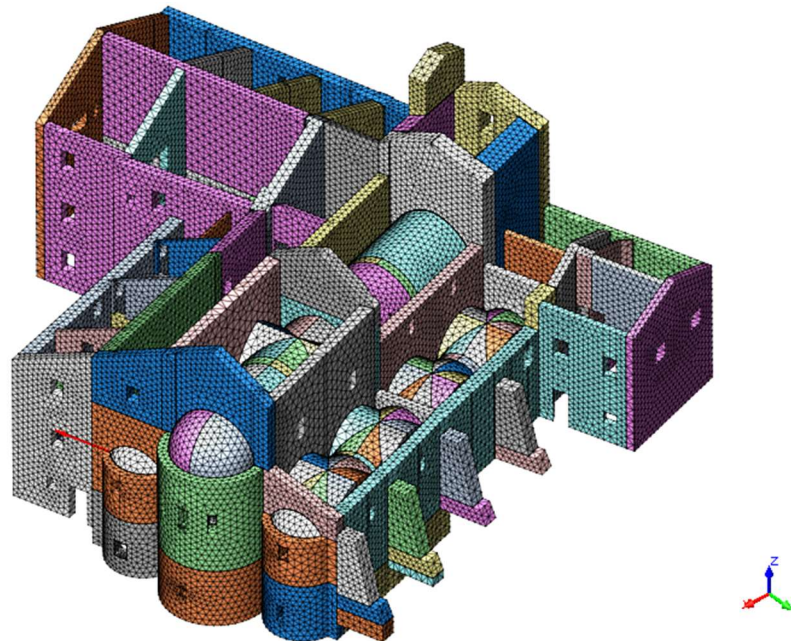
rapresentata la geometria del solido, maggiore sarà l'onere computazionale del calcolo; viceversa, una mesh dalle dimensioni maggiori "alleggerisce" il modello, ma si rischia di eccedere nell'approssimazione della rappresentazione dei solidi. Per introdurre le mesh, si è ricorso all'utilizzo del comando *auto mesh solid*: una volta selezionato il solido ed applicato il materiale alla mesh, il vantaggio del comando è che valuta autonomamente la dimensione appropriata da applicare alla mesh, ottimizzando accuratezza e tempo di calcolo; per alcuni solidi che descrivono geometrie più particolari, le dimensioni delle mesh sono state inserite manualmente. Complessivamente, il range di variazione della dimensione di tutte le mesh dovrebbe ricadere in un intervallo non troppo ampio, in modo tale che tutti i solidi siano restituiti più o meno con lo stesso grado di approssimazione: nel caso di studio, le mesh sono comprese in un intervallo che varia tra 0,3m e 0,6m. Di seguito alcune viste assometriche del modello meshato.



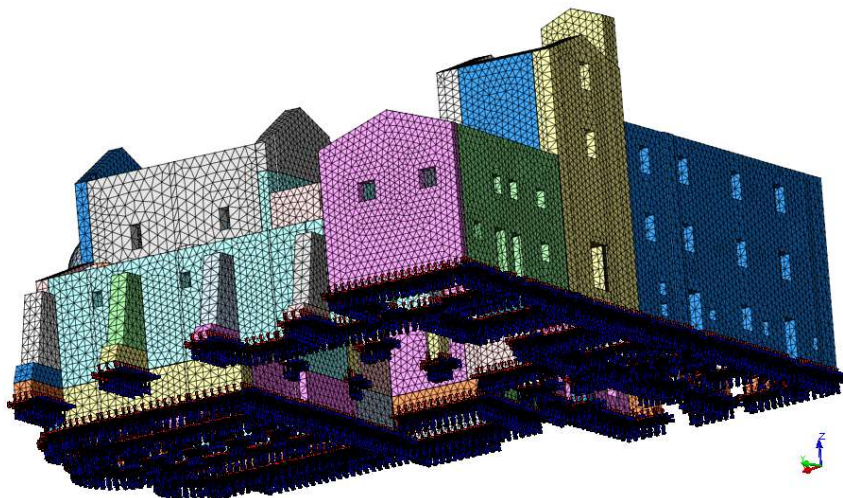


IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)





5) *Assegnazione dei vincoli alla base.* La struttura deve essere vincolata alla base, si assume un vincolo ad incastro su tutti i nodi delle mesh generate che si trovano al livello fondale: l'intero complesso poggia su un terreno in pendenza in direzione nord – est, per cui quasi tutti i corpi nella direzione opposta sono vincolati alla quota 0,00 m mentre la maggior parte del corpo abbaziale fonda a quota -2,20 m. Il numero totale di vincoli, che dipende chiaramente dalla dimensione delle mesh degli elementi alla base, è 2956.



6) *Inserimento dei carichi statici.* Il peso proprio delle mesh (ovvero delle pareti murarie, delle volte e dei contrafforti) è stato inserito automaticamente dal software tramite l'utilizzo del comando *body force* (fig. n° 9.8.5), il quale applica un fattore moltiplicativo al peso strutturale degli elementi modellati.

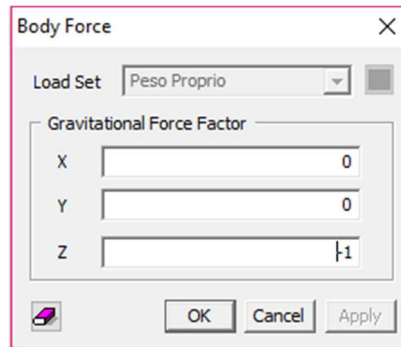
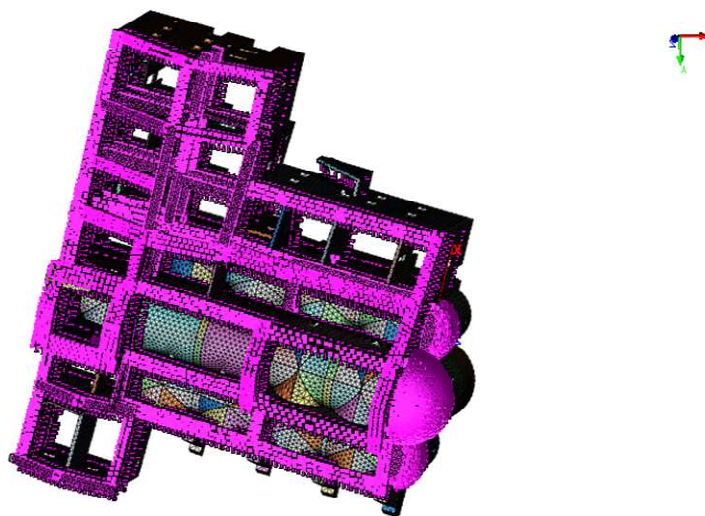


Figura n° 9.8.5: applicazione del comando *body force*.

I carichi dei solai di piano e copertura sono stati definiti dall'analisi dei carichi, descritta nel paragrafo successivo, applicati in due modi (fig. n° 9.8.6): nel caso di carichi distribuiti, vengono caricate le facce delle mesh interessate utilizzando il comando *load* → *pressure* ed esprimendo il carico in kN/mq; nel caso di carichi concentrati, vengono caricati i nodi delle mesh interessate utilizzando il comando *load* → *force* ed esprimendo il carico in kN.



## IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

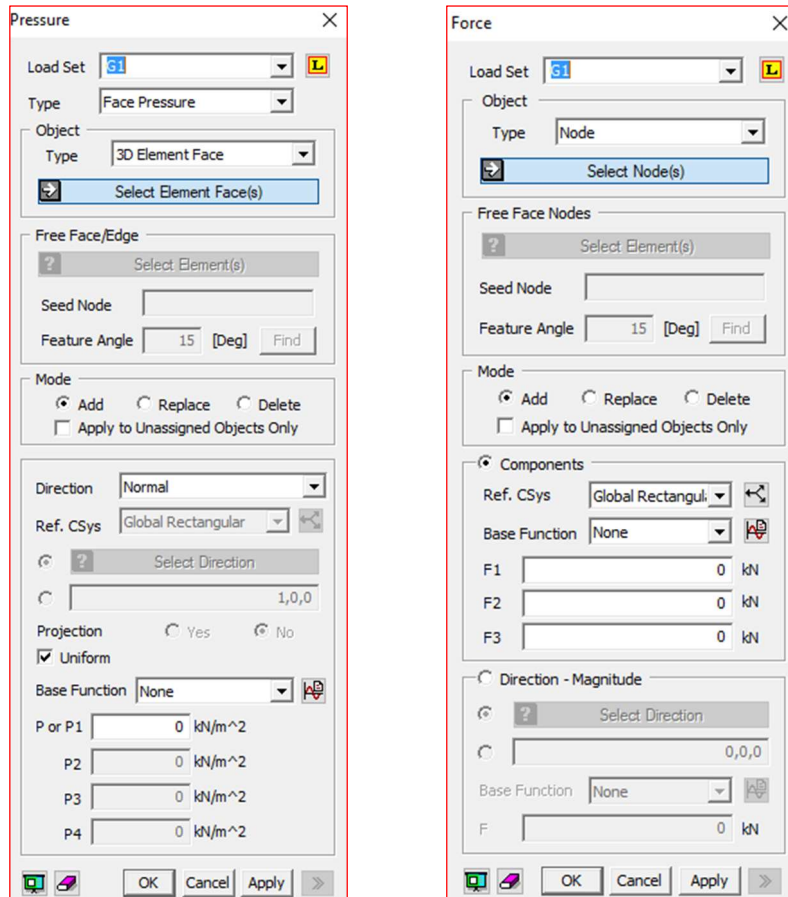


Figura n° 9.8.6: schermate di applicazione dei carichi, a sinistra quelli distribuiti, a destra quelli concentrati.

## 9.9 Analisi dei carichi

La determinazione delle forze sismiche orizzontali dipende dai carichi statici agenti sulla struttura, per cui la loro valutazione è un passaggio rilevante. Secondo quanto definito dalla normativa nel §2.5.1.3, le azioni agenti in una struttura si dividono in:

- *Permanenti (G).*

*“azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità”, per cui vengono considerati costanti nel tempo con sufficiente approssimazione. Essi si dividono in:*

- Peso proprio di tutti gli elementi strutturali ( $G_1$ ): peso proprio del terreno, forze indotte dal terreno (esclusi effetti dovuti ai carichi variabili applicati su esso), forze risultanti dalla pressione dell'acqua (se ritenute costanti);
- Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
- Spostamenti e deformazioni impressi, inclusi ritiro e viscosità<sup>17</sup>;
- Pretensione e precompressione ( $P$ ).

Nel caso di studio, i carichi permanenti si identificano con quelli derivanti dai solai lignei di piano e di copertura, dai solai voltati in muratura.

- *Variabili (Q).*

*“azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura”. Si distinguono in azioni variabili di lunga durata e breve durata: nel primo caso, agiscono con un'intensità significativa per un tempo non trascurabile rispetto alla vita*

---

<sup>17</sup> Nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, nel caso della viscosità.

nominale della struttura; nel secondo caso, il tempo di azione rispetto alla vita nominale è trascurabile. Le azioni variabili possono essere:

- Sovraccarichi;
- Azioni del vento;
- Azioni della neve;
- Azioni della temperatura.

Nel caso in esame, i carichi variabili si differenziano per tipologia (come appena elencato). Per quanto riguarda i sovraccarichi, essi dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera e si differenziano in due categorie:

1. Cat. C1 = ambienti suscettibili di affollamento

$$q_k C = 3,00 \frac{kN}{m^2}$$

2. Cat. H = coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione

$$q_k H = 0,50 \frac{kN}{m^2}$$

Per quanto riguarda l'azione della neve, il carico provocato sulle coperture si valuta mediante la seguente espressione (§3.4.1 delle NTC 2018):

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

- |          |                                                       |
|----------|-------------------------------------------------------|
| $q_{sk}$ | valore di riferimento del carico della neve al suolo; |
| $\mu_i$  | coefficiente di forma della copertura;                |
| $C_E$    | coefficiente di esposizione;                          |
| $C_t$    | coefficiente termico.                                 |

I parametri appena elencati dipendono dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità di precipitazione nevosa da zona a zona. Il comune di Apiro rientra in *zona II* (§Fig. 3.4.1 delle NTC 2018), situato ad una quota pari a  $a_s = 516$  m s.l.m. quindi l'espressione con cui è stato valutato il primo parametro riflette la §3.4.4 nel caso di  $a_s > 200$  m, come segue:

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] = 1,83 \frac{kN}{m^2}$$

Il coefficiente di forma dipende appunto dalla conformazione stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue falde; in assenza di dati certi, si possono assumere i valori presenti nella tabella §3.4.II delle NTC 2018, per cui considerando un angolo di inclinazione  $\alpha$  compreso tra  $0^\circ$  e  $30^\circ$ , si assume un coefficiente  $\mu_i = 0,8$ .

Il valore del coefficiente di esposizione varia in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. In mancanza di informazioni, si assume il coefficiente pari a 1, altrimenti si fa riferimento alla tabella §3.4.I delle NTC 2018: per una topografia denominata "normale"<sup>18</sup>, il coefficiente  $C_E$  risulta comunque pari a 1.

Infine, il coefficiente termico, tiene conto della riduzione del carico della neve a causa dello scioglimento della stessa poiché la costruzione perde calore: perciò, tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. Nel caso di studio non si hanno specifiche informazioni o documentazioni a riguardo, per cui il coefficiente deve essere posto pari a 1.

Combinando questi risultati, si ottiene:

---

<sup>18</sup> Descrizione = "aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi".

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1,83 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 1,46 \frac{kN}{m^2}$$

- *Eccezionali (A).*

*“azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura”*. I casi che appartengono a questa tipologia sono:

- Incendi;
- Esplosioni;
- Urti ed impatti.

- *Sismiche (E).*

Descritte le varie tipologie di carico che intervengono sulla struttura, si riporta un esempio di analisi dei carichi riferita ad un solaio di copertura in legno, ed un esempio riferito ad un solaio intermedio in legno.



IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

<b>S1 : COPERTURA</b>							
Elemento	Categoria	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	Spessore (m)	Sezione (m <sup>2</sup> )	Peso al metro lineare (kN/m)	Interasse (m)	Peso al metro quadrato (kN/m <sup>2</sup> )
Travi 15x20 (abete)	G1	6	-	0.030	0.180	0.50	0.36
Travetti 8x4 (abete)	G1	6	-	0.003	0.019	0.25	0.08
Pianelle (cotto)	G2	18	0.03	-	-	-	0.54
Malta di allettamento	G2	18	0.01	-	-	-	0.18
Coppi in laterizio	G2	-	-	-	-	-	0.80
<b>Carico Neve</b>	qs	-	-	-	-	-	1.46
<b>Manutenzione</b>	qk H	-	-	-	-	-	0.50

<b>TOT G2 (kN/m<sup>2</sup>)</b>	1.52
<b>TOT G1 (kN/m<sup>2</sup>)</b>	0.44

Figura n° 9.9.1: analisi dei carichi del solaio di copertura in legno, denominato S1.

<b>S2 : SOLAIO INTERMEDIO LIGNEO</b>							
Elemento	Categoria	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	Spessore (m)	Sezione (m <sup>2</sup> )	Peso al metro lineare (kN/m)	Interasse (m)	Peso al metro quadrato (kN/m <sup>2</sup> )
Travi 15x20 (abete)	G1	6	-	0.030	0.180	0.50	0.36
Travetti 8x4 (abete)	G1	6	-	0.003	0.019	0.25	0.08
Pianelle (cotto)	G2	18	0.03	-	-	-	0.54
Malta di allettamento	G2	18	0.01	-	-	-	0.18
Pavimento in cotto	G2	-	-	-	-	-	0.40
<b>Ambiente suscettibile ad affollamento</b>	qk C	-	-	-	-	-	3.00
<b>TOT G2 (kN/m<sup>2</sup>)</b>							1.12
<b>TOT G1 (kN/m<sup>2</sup>)</b>							0.44

Figura n° 9.9.2: analisi dei carichi di un solaio intermedio in legno, denominato S2.

Il passo successivo riguarda la redistribuzione dei carichi su ciascuna parete sulla quale insistono i solai: tutte le specchiature (per ciascun piano) sono state suddivise in aree di influenza pertinenti a ciascun muro, per cui il carico appena ottenuto dall'analisi espresso in  $\frac{kN}{m^2}$  è stato moltiplicato per l'area di influenza in questione (espresso quindi in kN); infine, quest'ultimo valore è stato "spalmato" sulla superficie fisica di ogni muro appartenente alla singola area di influenza, andandolo a dividere per l'area del muro stesso (arrivando ad un carico distribuito di nuovo espresso in  $\frac{kN}{m^2}$ ).

Si riportano due esempi riferiti ai solai menzionati precedentemente, S1 ed S2, applicati rispettivamente al solaio di copertura della navata sinistra dell'aula della chiesa e al solaio intermedio della navata destra dell'aula chiesa: entrambi sono situati a piano terra, le diciture "destra" e "sinistra" sono riferite al punto di vista di un soggetto che, trovandosi all'ingresso dell'aula della chiesa, guarda in direzione delle absidi.

<b>CHIESA (EDIFICIO A)</b>											
Porzione interessata	Area di influenza (m <sup>2</sup> )	Carico per area di influenza (kN)				Area del singolo muro (m <sup>2</sup> )	Carico distribuito sul singolo muro (kN/m <sup>2</sup> )				
		G1	G2	qs	qk cat		G1	G2	qs	qk cat	
Navata destra aula (S2)	muro destro	13.46	5.88	15.08	-	40.38	9.32	0.63	1.62	-	4.33
	muro sinistro						7.03	0.84	2.14	-	5.74
Navata sinistra aula (S1)	muro corto ingresso	4.34	1.90	4.86	-	13.02	1.88	1.01	2.59	-	6.93
	muro corto confine presbiterio						1.86	1.02	2.61	-	7.00
Navata sinistra aula (S1)	muro sinistro	13.23	5.03	17.50	19.37	6.62	12.38	0.41	1.41	1.56	0.53
	muro destro						6.90	0.73	2.54	2.81	0.96
Navata sinistra aula (S1)	muro corto ingresso	3.95	1.50	5.22	5.78	1.98	1.07	1.40	4.88	5.40	1.85
	muro corto confine presbiterio						3.85	0.39	1.36	1.50	0.51

### 9.10 Azione sismica

L'eccitazione sismica si manifesta con accelerazione orizzontale e verticale del terreno; la durata significativa di un terremoto italiano mediamente si aggira sui 30 secondi, con il massimo di accelerazione intorno ai primi 4 – 5 secondi. Le strutture vengono sollecitate da forze orizzontali e verticali variabili nel tempo, della forma  $F = m \cdot a$  per il secondo principio della dinamica. Il procedimento generale di analisi dinamica da seguire è quello di calcolare istante per istante la risposta della struttura, cioè la velocità  $v(t)$  e lo spostamento  $x(t)$  dopo aver trovato l'accelerogramma del terremoto di progetto; successivamente si valutano le sollecitazioni.

Per sistemi complessi con più gradi di libertà occorre procedere con l'analisi modale, considerando modi di vibrare superiori al primo e componendo i loro effetti: si tratta di scomporre la struttura in tanti oscillatori distinti, ciascuno con una propria frequenza e con una propria risposta massima alla forzante dinamica. Il dato significativo non è la risposta della struttura in termini di accelerazione, spostamento e velocità in funzione del tempo, ma bisogna conoscere il valore massimo della risposta durante l'evento sismico: ciò è rappresentato dallo *spettro di risposta*.

Secondo la normativa (§3.2), le azioni sismiche di progetto:

*"[...] si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  [...] nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$  (§3.2.1), nel periodo di riferimento (§2.4)"*

Ogni terremoto ha il suo spettro di risposta, ma la normativa fornisce spettri di risposta di calcolo semplificati che dipendono dai periodi di oscillazione della struttura e dal suo smorzamento, quindi dal suo sistema costruttivo. Per i calcoli successivi, sono stati

utilizzati valori ottenuti utilizzando il foglio di calcolo "Spettri NTC" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, grazie al quale è possibile ottenere gli spettri di risposta rappresentativi delle due componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

Si riportano quindi le fasi di calcolo utilizzate per il caso di studio.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 13.1324      LATITUDINE: 43.3909

Ricerca per comune

REGIONE: Marche      PROVINCIA: Macerata      COMUNE: Apiro

**Elaborazioni grafiche**

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

- Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

Map showing nodes at coordinates (21639, 21640, 21861, 21862) with a 7.5 km grid.

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo:

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

...a "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

Figura n° 9.10.1: prima fase, individuazione della pericolosità del sito.

Per prima cosa, si inseriscono le coordinate del comune in cui è sito l'edificio, oppure lo si ricerca direttamente tramite le caselle di dati: tramite la localizzazione, il foglio di calcolo prende in considerazione automaticamente i valori di pericolosità sismica<sup>19</sup>.

<sup>19</sup> Vedi figura n° 3.1 del capitolo 3.

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_u$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	(SLO - $P_{VR} = 81\%$ )	45
	(SLD - $P_{VR} = 63\%$ )	75
Stati limite ultimi - SLU	(SLV - $P_{VR} = 10\%$ )	712
	(SLC - $P_{VR} = 5\%$ )	1462

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

Strategia	Stato Limite	Periodo di ritorno $T_R$ [anni]
Strategia per costruzioni ordinarie (dashed)	SLO	45
	SLD	75
Strategia scelta (solid red)	SLV	712
	SLC	1462

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura n° 9.10.2: seconda fase, scelta della strategia di progettazione.

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata: i valori minimi della vita nominale da adottare sono riportati nella Tab. 2.4.I (§2.4.1). Per il caso di studio, si considera un edificio con livello di prestazione ordinario, quindi si assume una  $V_N$  pari a 50 anni.

Il coefficiente d'uso della costruzione  $c_u$  è un numero che si assume in funzione della classe d'uso dell'edificio (Tab. 2.4.II, §2.4.3): il caso di studio ricade nella classe III, nella quale si trovano gli edifici in cui si prevedono affollamenti significativi, perciò si prende un coefficiente pari a 1,5.

I parametri  $V_N$  e  $c_u$  servono per valutare il periodo di riferimento  $V_R$  tramite la relazione:

$$V_R = V_N \times c_u = 75 \text{ anni.}$$

Successivamente, il foglio di calcolo fornisce il tempo di ritorno  $T_R$  in anni per ogni stato limite: essi, che siano di esercizio o ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio (SLE) sono i seguenti:

- SLO – *Stato Limite di Operatività.*

A seguito del terremoto, la costruzione del suo complesso, comprendendo gli elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

- SLD – *Stato Limite di Danno.*

A seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso, comprendendo elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi (SLU) sono i seguenti:

- SLV – *Stato Limite di salvaguardia della Vita.*

A seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali, ai quali si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

- SLC – *Stato Limite di prevenzione del Collasso.*

A seguito del terremoto, la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Di seguito, gli spettri di risposta forniti dal foglio di calcolo per i diversi stati limite.

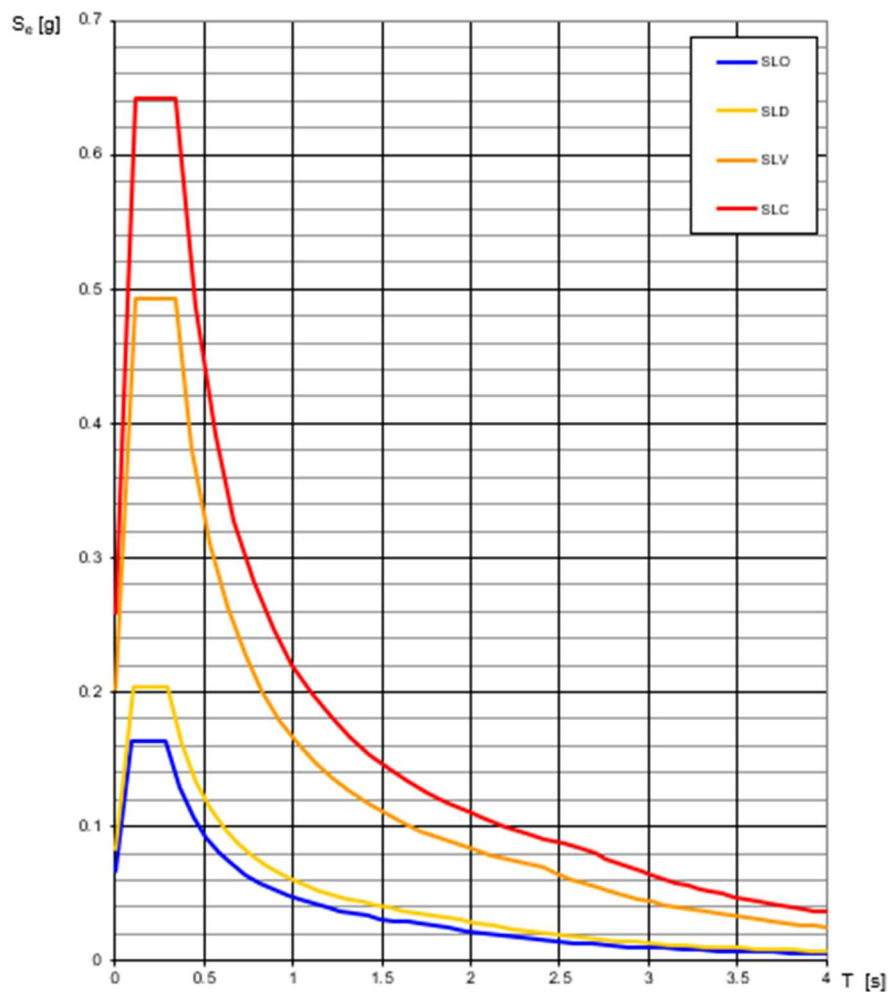


Figura n° 9.10.3: spettri di risposta elastici che risultano dalla fase due.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (fig. n° 9.10.4), si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'individuazione di categorie di



sottosuolo di riferimento rappresentate nella Tab. 3.2.II (§3.2.2) delle nuove normative: nel caso di studio è stato considerato un sottosuolo di categoria B.

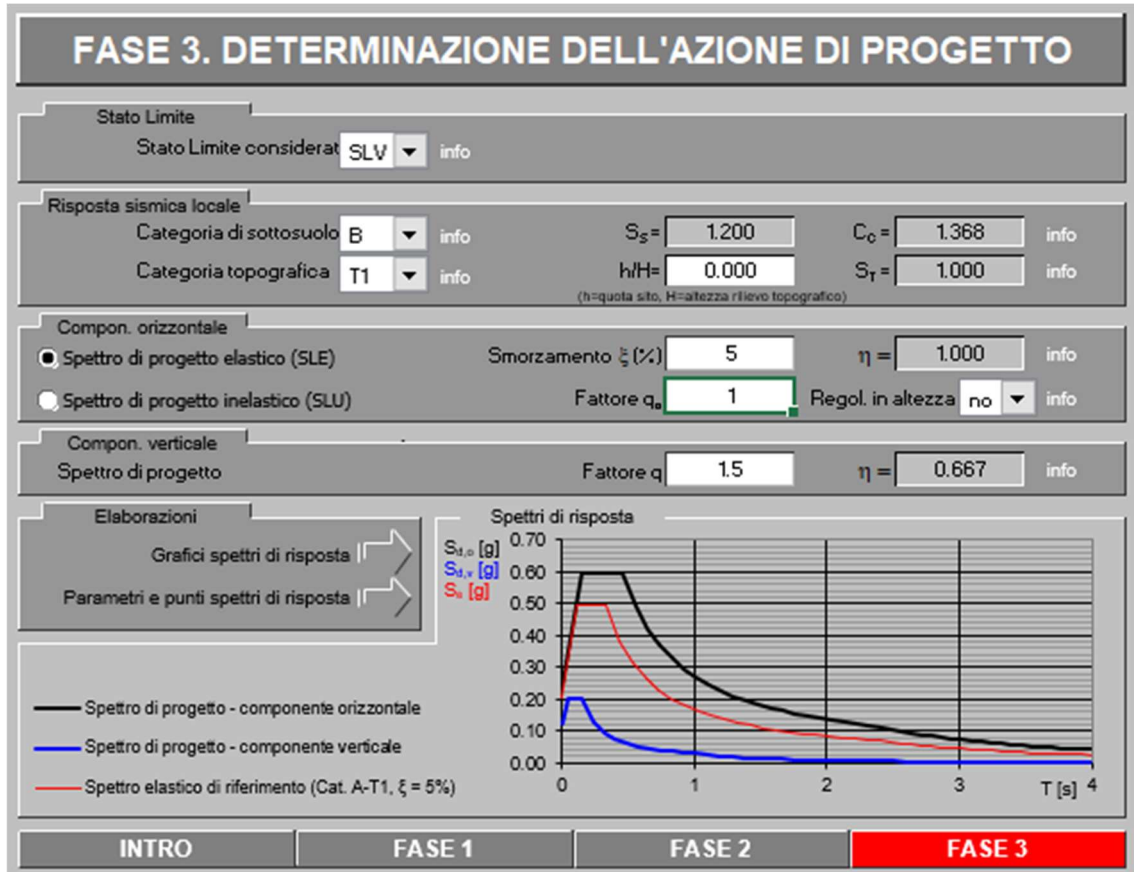


Figura n° 9.10.4: terza fase, determinazione dell'azione di progetto.

Tra i parametri che definiscono la risposta sismica locale, si considerano le condizioni topografiche: nel caso di studio si assume la categoria T1, in riferimento alla Tab. 3.2.III (§3.2.2). Nota la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche, si ricavano i coefficienti di amplificazione stratigrafica  $S_S$ , e topografica  $S_T$ , così come citato dalla normativa: per un sottosuolo di categoria B, si ottengono  $S_S = 1,2$  e  $C_C = 1,368$  (è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo); per la categoria topografica T1 si ottiene  $S_T = 1$ .

Per quanto riguarda la componente orizzontale, lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$ , variano al variare della probabilità di superamento  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale si definisce mediante le seguenti espressioni (§3.2.3.2.1):

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Nelle quali:

$T$  è il periodo proprio di vibrazione;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche tramite la relazione  $S = S_S \cdot S_T$ ;

$\eta$  è il coefficiente che altera lo spettro elastico in funzione dei coefficienti di smorzamento viscosi  $\xi$  (preso pari al 5%);

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, con valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione  $T_C = C_C \cdot T_C^*$ , dove quest'ultimo rappresenta il valore di

riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante;

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante, ricavato dal rapporto  $T_C/3$ ;

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante, funzione dell'accelerazione massima al suolo  $a_g$ .

Per effettuare l'analisi statica non lineare, al fine di ricavare il fattore di struttura, si considera lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV, prendendo il corrispondente spettro orizzontale elastico (fig. n° 9.10.5).

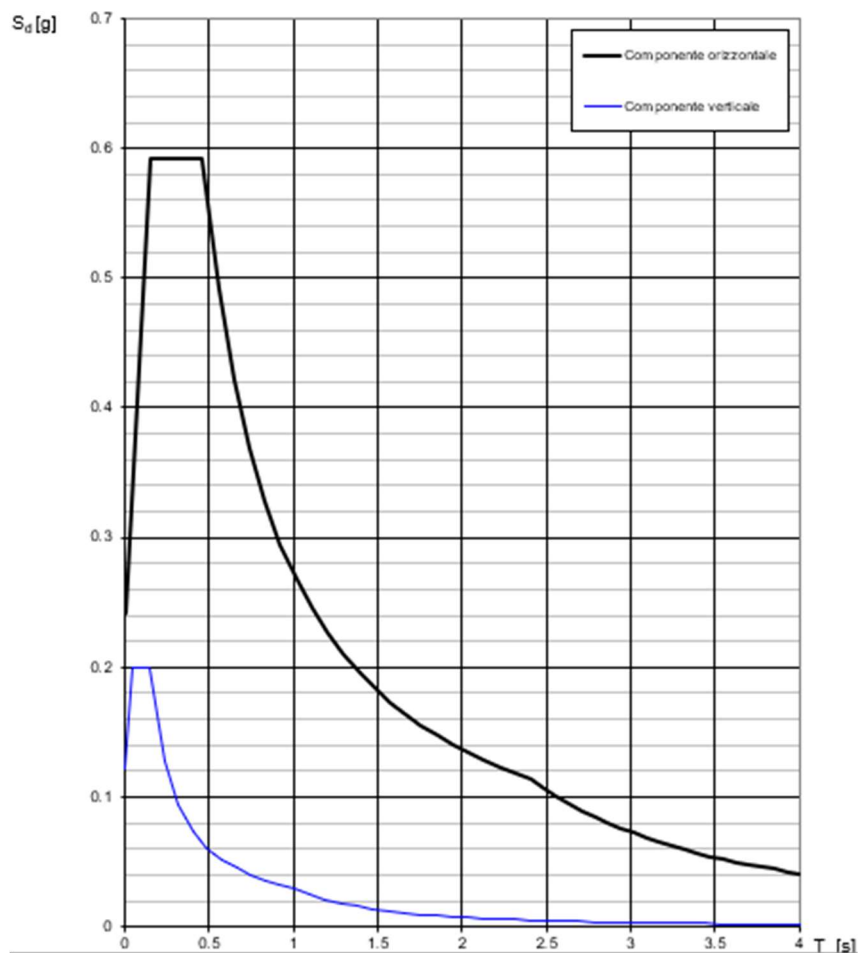


Figura n° 9.10.5: componenti dello spettro di risposta elastico allo SLV.

I punti dello spettro di risposta, che sono stati poi inseriti tra le impostazioni dell'analisi statica non lineare allo scopo di determinare gli indici di rischio, sono riassunti nella figura seguente: nella colonna di sinistra ci sono i periodi, dove le caselle in grassetto rappresentano in ordine  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ ; nella colonna di destra le ordinate spettrali corrispondenti a ciascun periodo  $Se[g]$ .

0.000	0.242
<b>0.153</b>	<b>0.592</b>
<b>0.460</b>	<b>0.592</b>
0.553	0.493
0.645	0.422
0.738	0.369
0.831	0.328
0.924	0.295
1.016	0.268
1.109	0.246
1.202	0.227
1.294	0.211
1.387	0.196
1.480	0.184
1.572	0.173
1.665	0.164
1.758	0.155
1.851	0.147
1.943	0.140
2.036	0.134
2.129	0.128
2.221	0.123
2.314	0.118
<b>2.407</b>	<b>0.113</b>
2.483	0.106
2.558	0.100
2.634	0.094
2.710	0.089
2.786	0.084
2.862	0.080
2.938	0.076
3.014	0.072
3.090	0.069
3.165	0.065
3.241	0.062
3.317	0.060
3.393	0.057
3.469	0.054
3.545	0.052
3.621	0.050
3.697	0.048
3.772	0.046
3.848	0.044
3.924	0.043
4.000	0.041

I parametri sopra enunciati e descritti, dipendenti e indipendenti dallo spettro in SLV, assumono i valori seguenti:

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.202 g
$F_o$	2.448
$T_c$	0.336 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.368
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.153 s
$T_C$	0.460 s
$T_D$	2.407 s

### 9.11 Combinazioni di carico

La valutazione della sicurezza (e la progettazione degli interventi) sulle costruzioni esistenti, vengono eseguiti rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV); per quanto riguarda la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite sia allo SLV che, in alternativa nei casi espressi al §7.3.6 delle NTC 2018, allo SLC.

Le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi sono le seguenti:

- *Combinazione fondamentale*, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU);

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione sismica*, impiegata sia per gli stati limite ultimi (SLU) che per quelli di esercizio (SLE) connessi all'azione sismica E.

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

### 9.12 Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica lineare viene svolta, nel caso di studio, allo scopo di cogliere i modi di vibrare principali della struttura per determinarne poi le masse modali.

Il software utilizzato per eseguire l'analisi è sempre il MIDAS FEA a partire dai modelli tridimensionali descritti nei paragrafi precedenti: per ciascuna direzione principale considerata (x e y) sono stati ricavati i primi venti modi propri di vibrare, il periodo di oscillazione e la relativa massa modale partecipante.

I risultati dell'analisi modale denotano un notevole numero di forme modali secondarie, relative probabilmente a movimenti localizzati su un numero ridotto di elementi strutturali, piuttosto che su tutta la struttura: di seguito, sono riportate le tabelle con le frequenze e i fattori di partecipazione delle masse modali corrispondenti ad ogni modo, per tutte le direzioni.

Mode No	Frequency $\omega$ (rad/sec)	Frequency $f$ (cycle/sec)	Period T (sec)
1	24.264	3.862	0.259
2	30.606	4.871	0.205
3	30.978	4.930	0.203
4	31.336	4.987	0.201
5	35.457	5.643	0.177
6	37.913	6.034	0.166
7	39.713	6.321	0.158
8	41.152	6.550	0.153
9	43.521	6.927	0.144
10	43.991	7.001	0.143
11	45.380	7.222	0.138
12	46.985	7.478	0.134
13	47.680	7.589	0.132
14	49.396	7.862	0.127
15	51.137	8.139	0.123
16	51.569	8.207	0.122
17	51.847	8.252	0.121
18	52.365	8.334	0.120
19	52.419	8.343	0.120
20	53.273	8.479	0.118

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

MODAL PARTICIPATION MASSES(%) PRINTOUT						
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	5.03	5.03	38.27	38.27	0.03	0.03
2	58.82	63.85	3.11	41.38	0.10	0.13
3	0.08	63.93	12.53	53.92	0.01	0.14
4	0.03	63.95	13.43	67.34	0.00	0.15
5	0.62	64.57	2.46	69.80	0.02	0.16
6	0.70	65.28	0.47	70.27	0.02	0.18
7	2.85	68.13	0.36	70.63	0.04	0.23
8	0.02	68.15	0.25	70.88	0.01	0.24
9	2.13	70.28	1.42	72.30	0.00	0.24
10	0.70	70.98	1.44	73.74	0.19	0.43
11	0.02	71.00	0.05	73.79	0.01	0.44
12	0.01	71.01	0.63	74.43	0.05	0.48
13	0.14	71.15	0.29	74.71	0.00	0.49
14	0.07	71.22	0.50	75.22	0.13	0.62
15	1.31	72.53	0.13	75.34	1.13	1.75
16	0.64	73.17	0.93	76.27	0.00	1.75
17	1.04	74.21	0.39	76.66	0.04	1.79
18	0.89	75.10	0.02	76.68	0.00	1.79
19	0.77	75.87	0.00	76.68	0.00	1.80
20	0.05	75.92	1.74	78.42	0.12	1.92



In sintesi, i modi principali di vibrare sono:

- DIREZIONE X = *modo 2*, con massa partecipante pari al 58,82% (fig. n° 9.12.1);

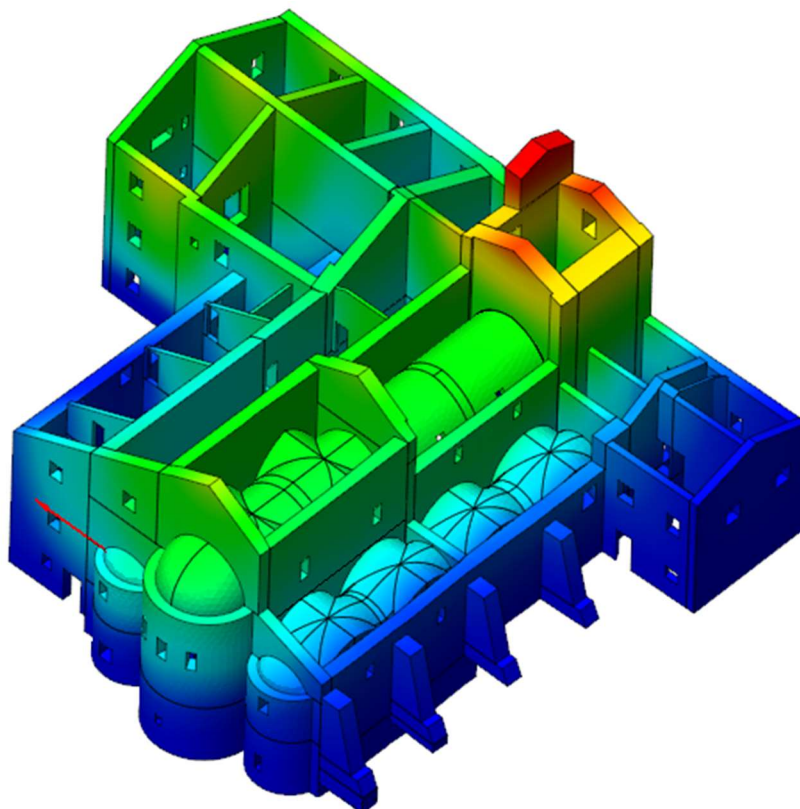


Figura n° 9.12.1: modo 2, principale lungo x.

- DIREZIONE Y = *modo 1*, con massa partecipante pari al 37,28% (fig. n° 9.12.2); da segnalare sono anche i *modi 3 e 4* con massa partecipante rispettivamente pari al 12,53% e 13,43%.

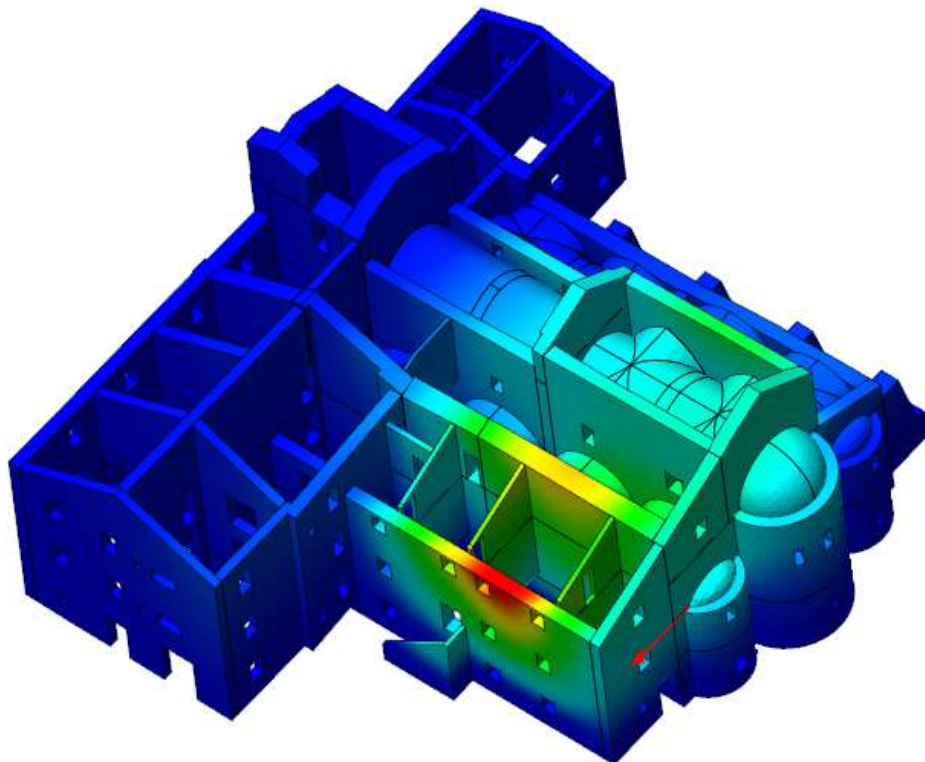


Figura n° 9.12.2: modo 1, principale lungo y.

### 9.13 Analisi statica non lineare: comportamento della chiesa

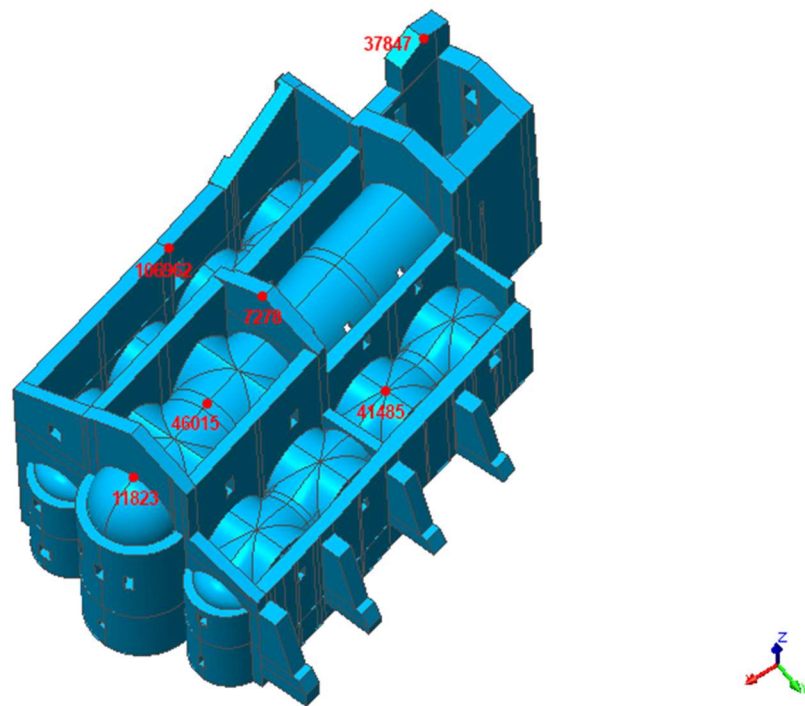
A partire da questa fase, si è scelto di proseguire il lavoro seguendo due filoni paralleli: lo scopo è quello di valutare la risposta alle azioni sismiche dell'intero complesso, facendo un confronto tra la situazione in cui è presente soltanto la chiesa e quella in cui la chiesa interagisce con gli edifici annessi. Essi sono stati costruiti in un'epoca successiva<sup>20</sup> a quella di costruzione della chiesa, la quale segue uno schema costruttivo completamente differente rispetto ad un generico edificio di civile abitazione: in una chiesa solitamente sono presenti pannelli murari di grande estensione sia longitudinalmente che in altezza, la cui caratteristica è di essere scarsamente collegati, sono assenti muri di spina interni e gli orizzontamenti intermedi, al massimo sono presenti delle volte. Risulta quindi interessante valutare se la presenza degli edifici confinanti costituisca o meno un vantaggio per il comportamento strutturale (generalmente autonomo) della chiesa.

Questo paragrafo vedrà analizzata la risposta sismica della chiesa, considerata singolarmente, come se non esistessero gli edifici adiacenti.

L'analisi *pushover* prevede che il sisma debba essere applicato in entrambe le direzioni e versi (sisma in direzione x positivo e negativo, sisma in direzione y positivo e negativo), perciò nel MIDAS verranno considerate in maniera separata per ogni analisi effettuata: considerando 6 punti di controllo dislocati in sommità (fig. n° 9.13.1) per ogni analisi, è stato svolto un totale di 8 analisi (4 con il gruppo di distribuzione principale delle forze, 4 con il gruppo di distribuzione secondario) ottenendo infine 48 curve di capacità.

---

<sup>20</sup> Vedi paragrafo 9.5 del capitolo corrente.



*Figura n° 9.13.1: localizzazione dei punti di controllo utilizzati per le analisi.*

La plasticità della struttura, non è concentrata in singole cerniere alle estremità o al centro degli elementi, ma in questo caso è stata considerata una plasticità diffusa che deriva dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di riferimento preso è il Total Strain Crack (menzionato nei capitoli precedenti), in modo tale da tenere conto della non linearità e della fessurazione del materiale: dopo aver impostato i parametri che esprimono la non linearità del materiale, sono stati definiti i legami costitutivi a trazione, a compressione e a taglio (fig. n° 9.13.2).

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

Constitutive Model

Model Type: Total Strain Crack

Crack Model	<input checked="" type="radio"/> Fixed	<input type="radio"/> Rotating
Stiffness	<input checked="" type="radio"/> Tangent	<input type="radio"/> Secant
Lateral Crack Effect	<input type="radio"/> None	<input checked="" type="radio"/> Vecchio and Collins
Confinement Effect	<input type="radio"/> None	<input checked="" type="radio"/> Selby and Vecchio
Basic Properties	<input checked="" type="radio"/> Direct Input	<input type="radio"/> Using Code
Tension Function	tens	
Compression Function	comp	
Shear Function	shear	

Create/Modify Function

Total Strain Crack

Name: tens Model Type: Tension

Function Type: Hordijk

Parameters:

Ft	192.6	kN/m <sup>2</sup>
Gf	0.0183	kN/m
h	0.4	m

OK Cancel Apply

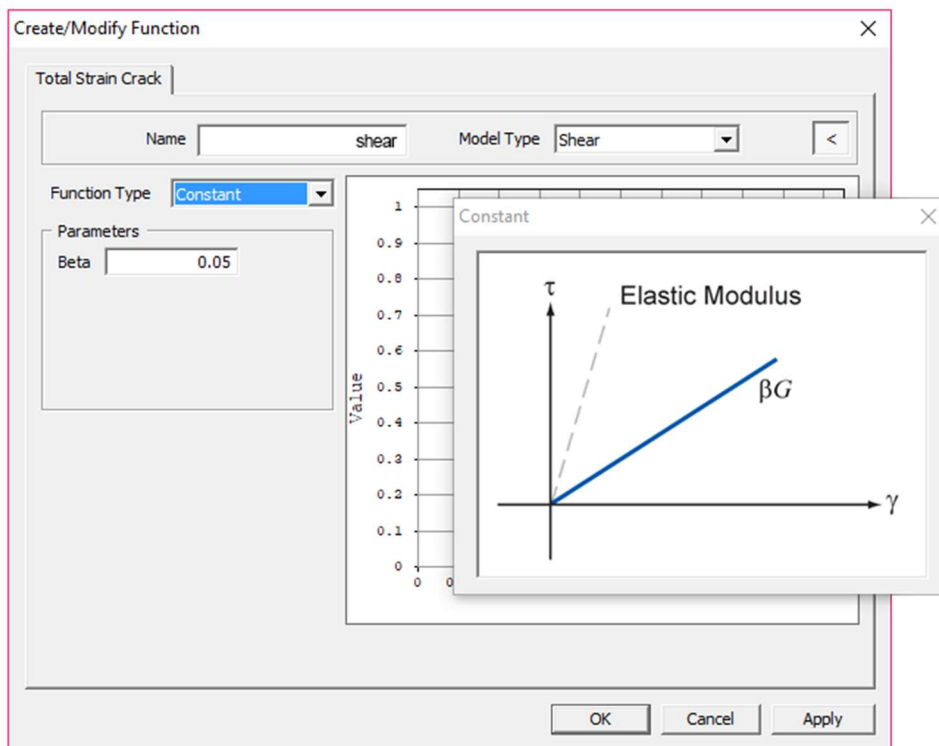
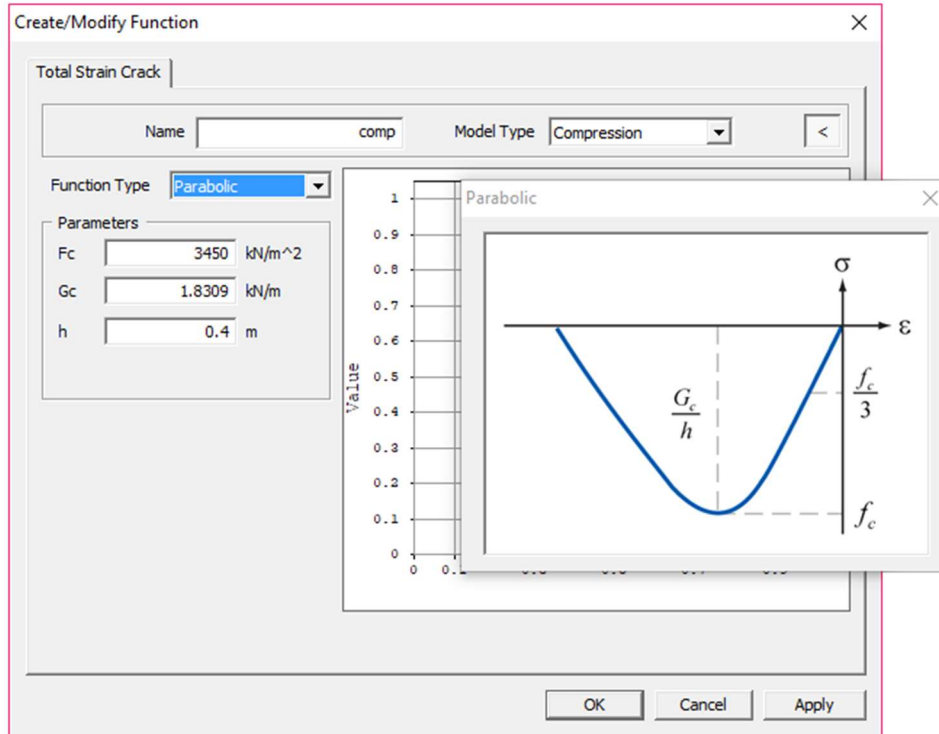


Figura n° 9.13.2: Funzioni che esprimono i vari legami costitutivi del materiale.

Una volta definite le caratteristiche del materiale, sono stati impostati i parametri delle analisi statiche non lineari: vista la notevole durata del processo complessivo di ciascuna analisi, è stato impostato un numero massimo di step di carico pari a 40.

Una volta terminate le analisi, per ogni punto di controllo si estraggono gli spostamenti in sommità (espressi in m) ed il taglio alla base della struttura (espresso in kN) allo scopo di costruire tutte le curve di capacità: di seguito, i grafici ottenuti per ogni analisi con associati i corrispondenti quadri fessurativi riscontrati all'ultimo step di carico.

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

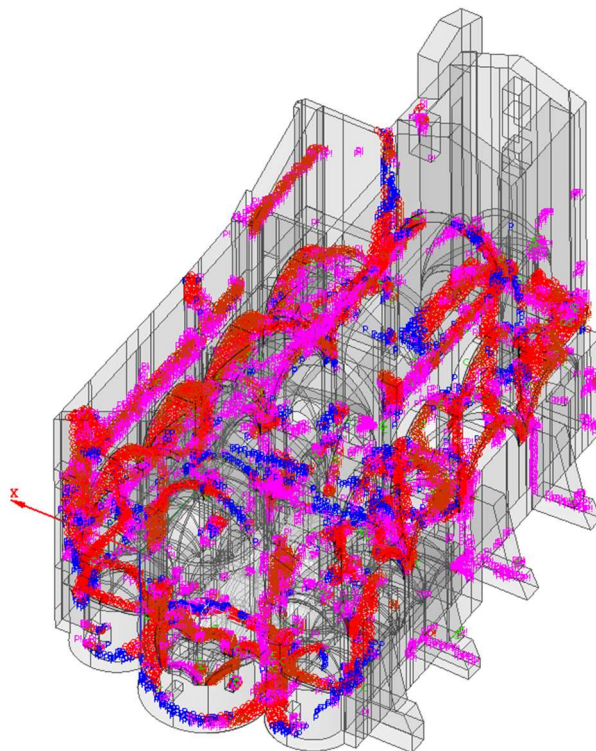
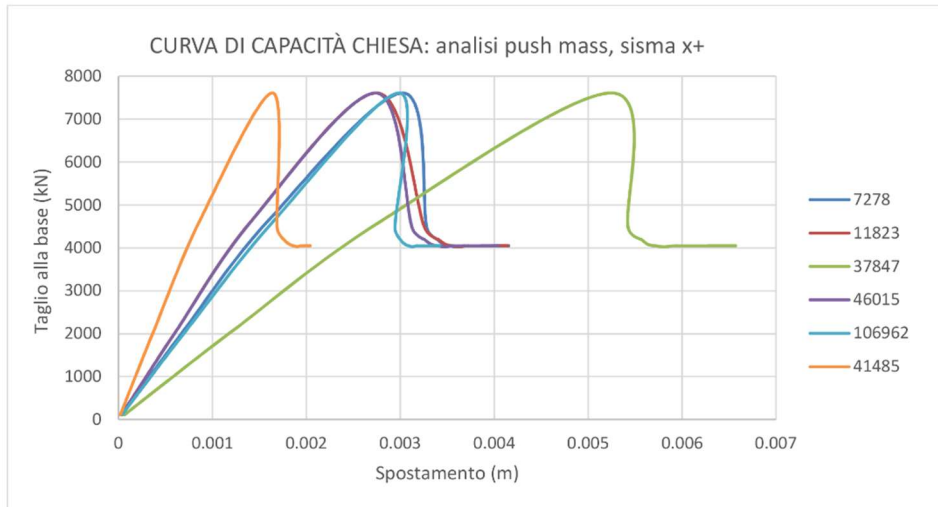


Figura n° 9.13.3: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mass con sisma in direzione x+.



IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

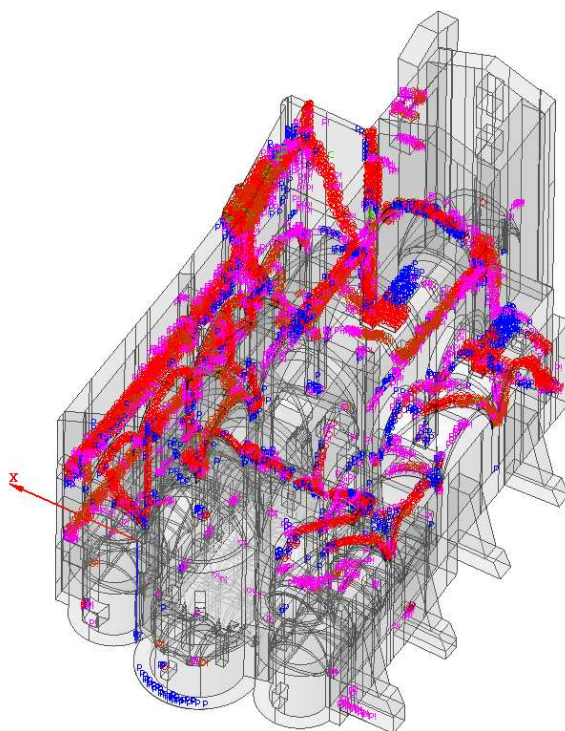
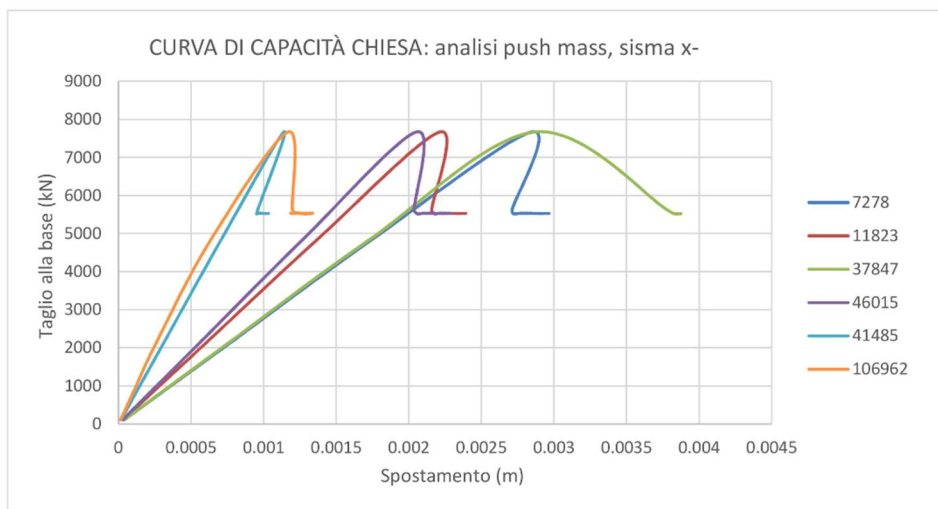
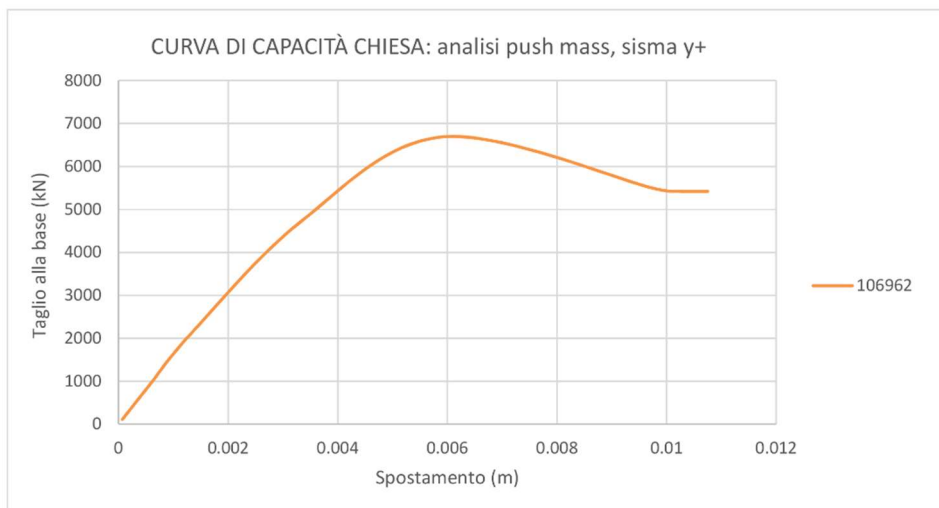
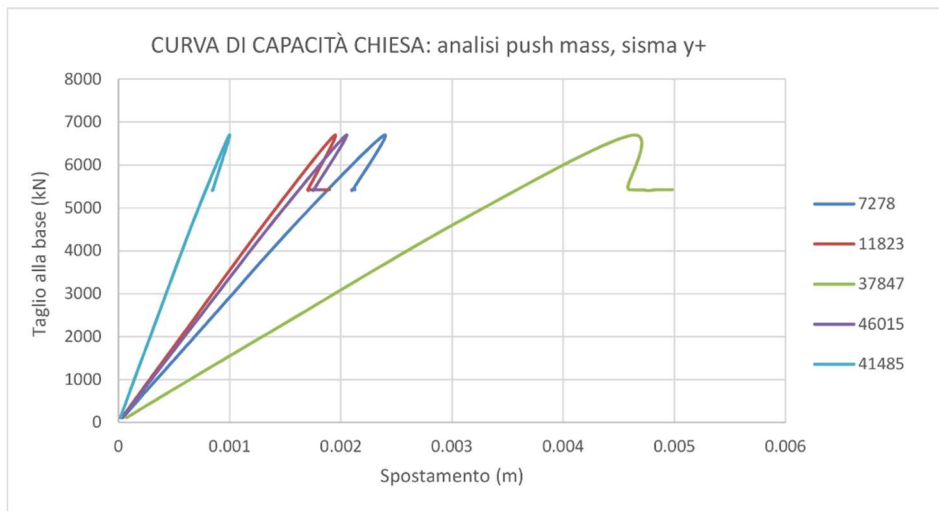
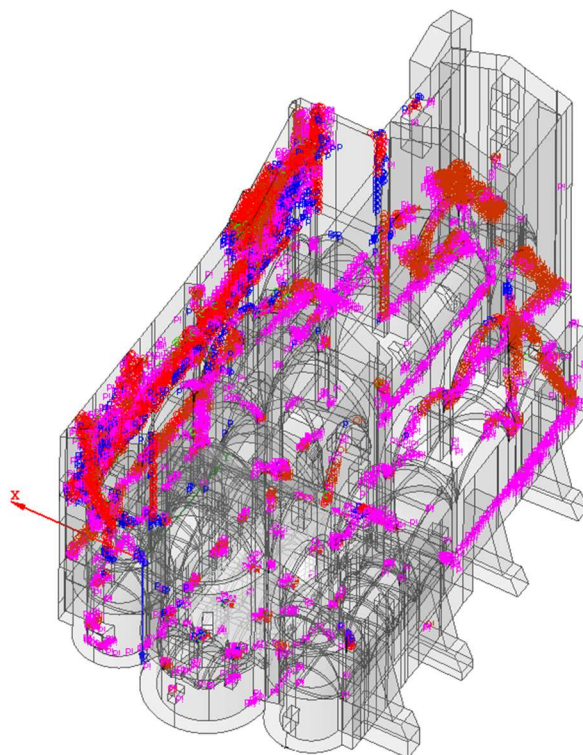


Figura n° 9.13.4: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mass con sisma in direzione x-.

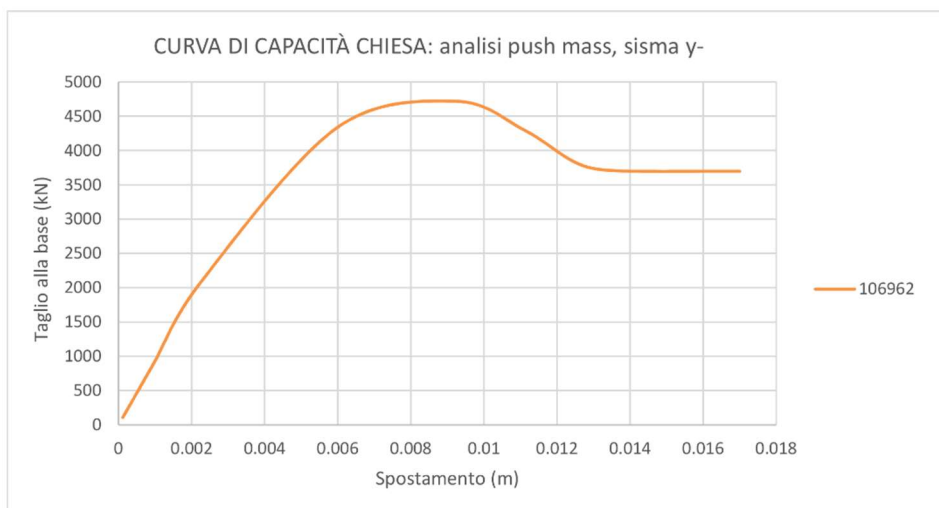
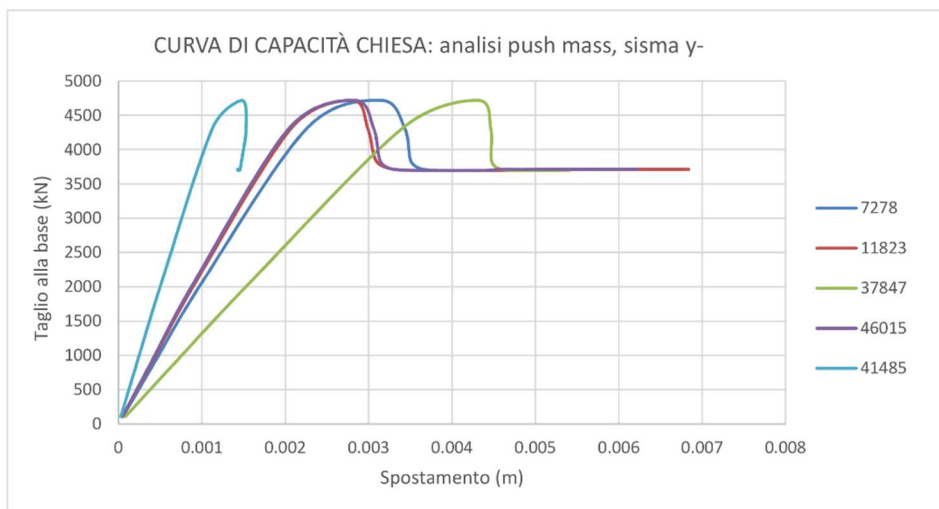
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)





*Figure n° 9.13.5: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mass con sisma in direzione y+: la curva relativa al nodo 106962 è stata rappresentata separatamente visti i valori di spostamento raggiunti, altrimenti l'andamento delle altre curve non sarebbe risultato apprezzabile.*

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)



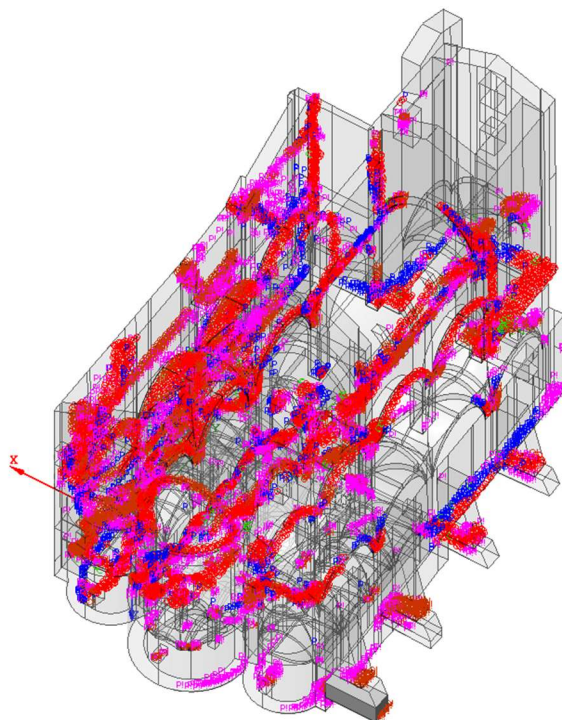


Figure n° 9.13.6: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mass con sisma in direzione y-: la curva relativa al nodo 106962 è stata rappresentata separatamente visti i valori di spostamento raggiunti, altrimenti l'andamento delle altre curve non sarebbe risultato apprezzabile.

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

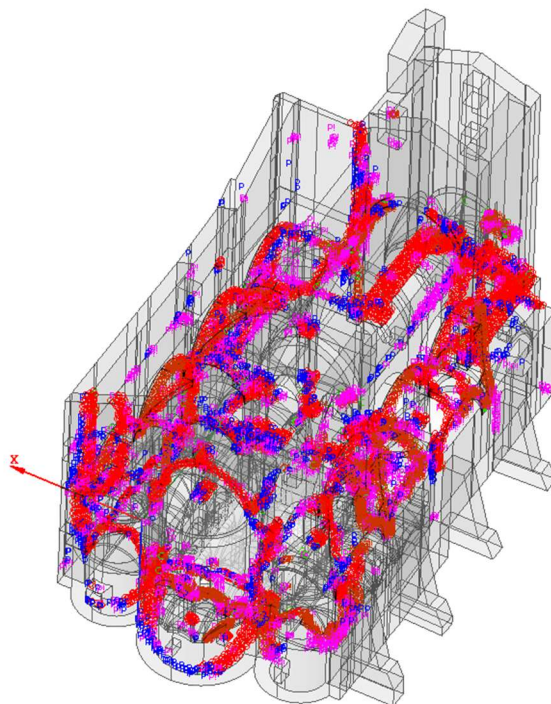
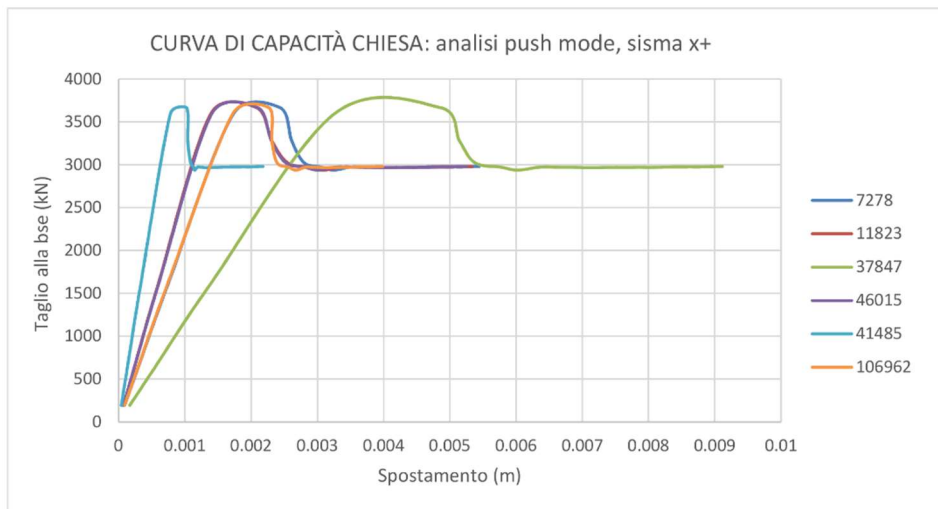


Figura n° 9.13.7: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mode con sisma in direzione x+.

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

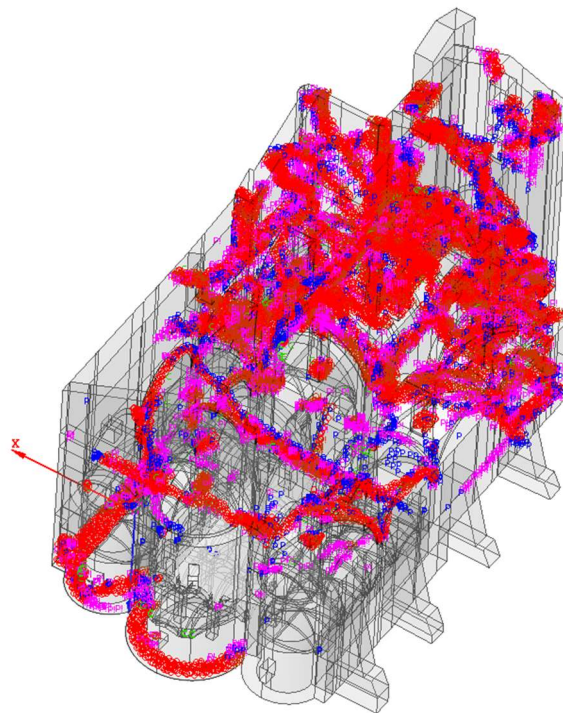
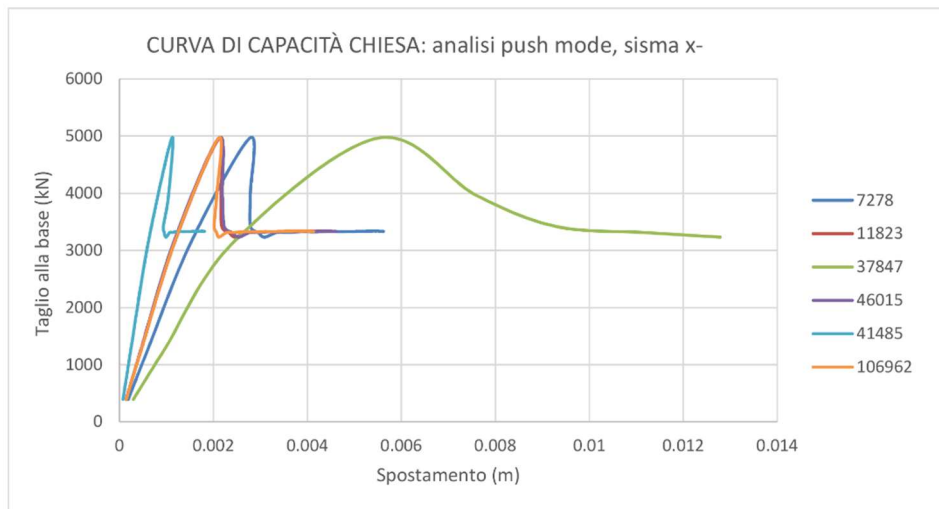
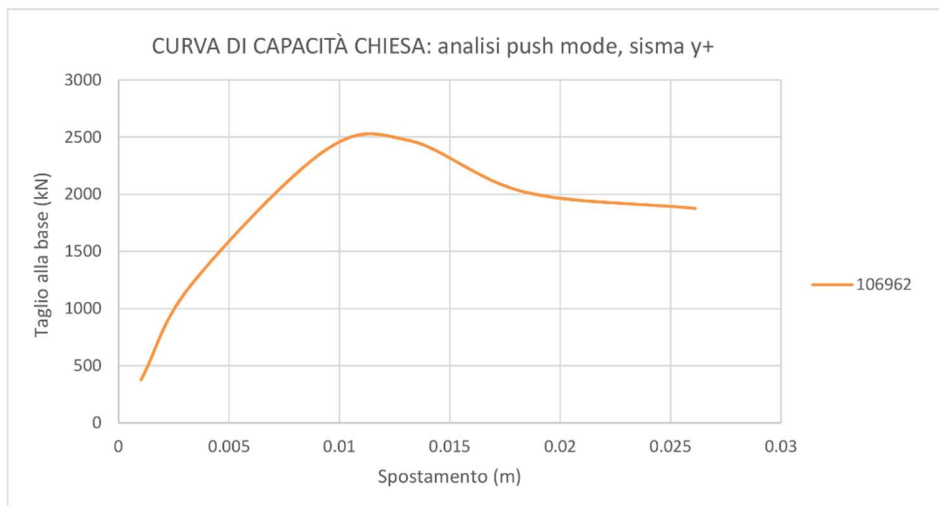
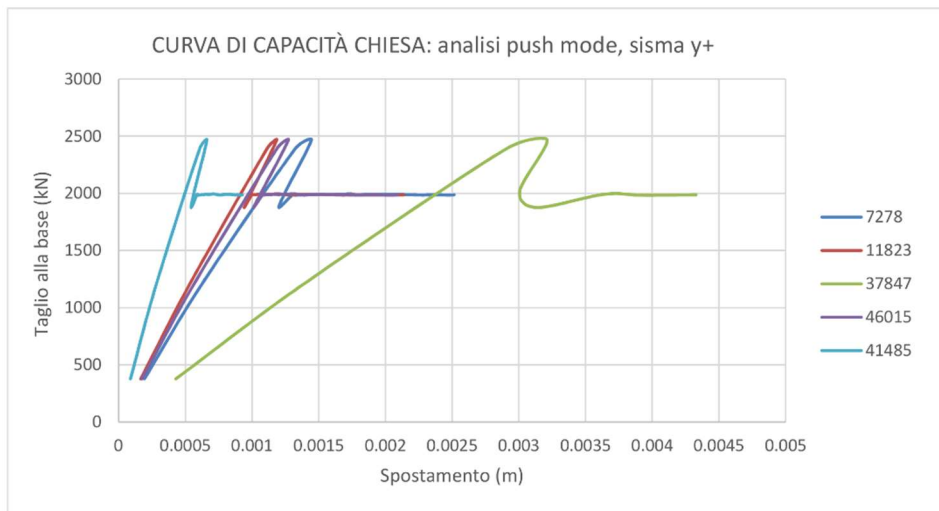
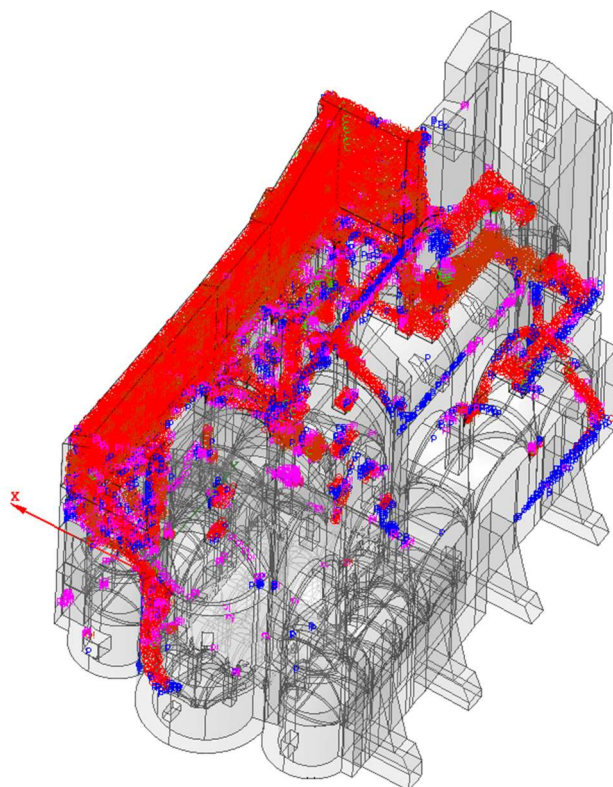


Figura n° 9.13.8: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mode con sisma in direzione x-.

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

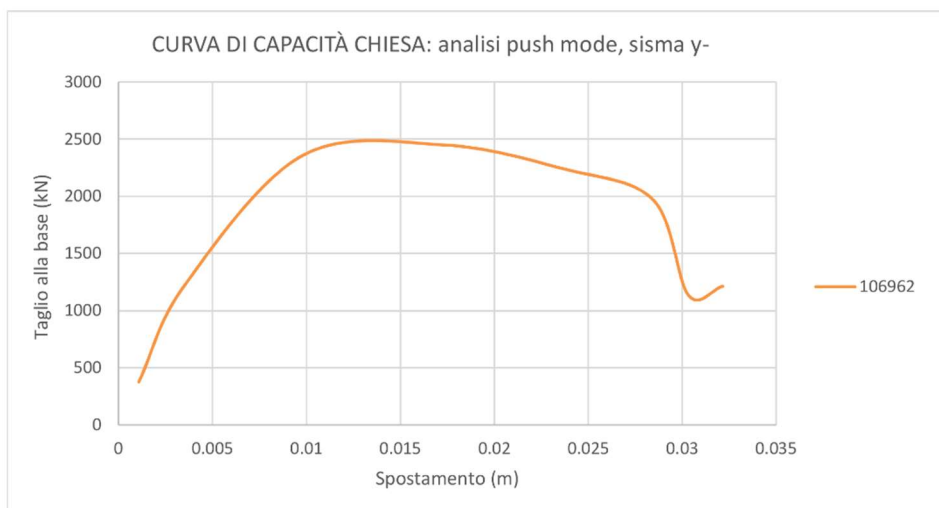
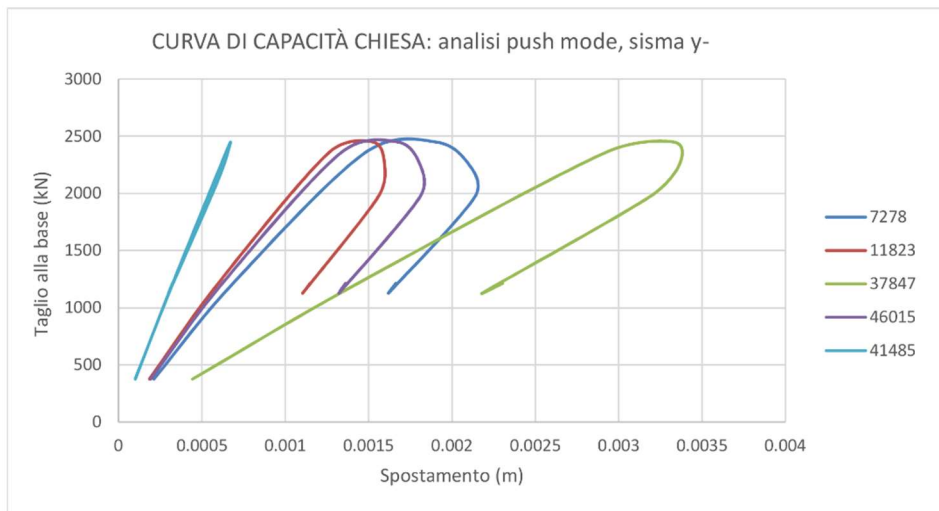






*Figure n° 9.13.9: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mode con sisma in direzione y+: la curva relativa al nodo 106962 è stata rappresentata separatamente visti i valori di spostamento raggiunti, altrimenti l'andamento delle altre curve non sarebbe risultato apprezzabile.*

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)



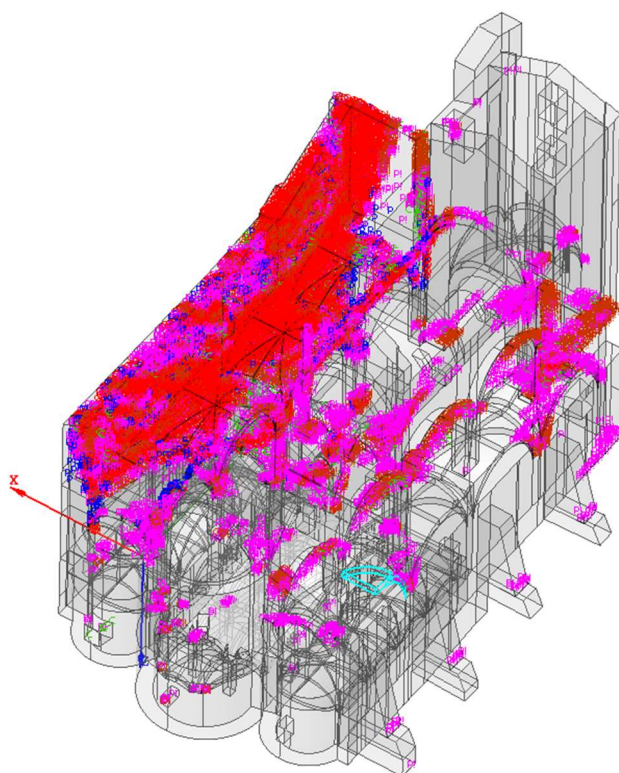


Figure n° 9.13.10: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mode con sisma in direzione y-: la curva relativa al nodo 106962 è stata rappresentata separatamente visti i valori di spostamento raggiunti, altrimenti l'andamento delle altre curve non sarebbe risultato apprezzabile.

Dall'osservazione dei risultati, emerge come tratto comune una rottura di tipo fragile della muratura, come ci si aspettava: le curve di capacità raggiungono il picco della forza molto velocemente e presentano degli spostamenti molto piccoli che raggiungono al massimo, nei punti più fessurati, qualche centimetro.

La chiesa mostra un comportamento migliore quando è sottoposta al sisma in direzione x: la fessurazione è distribuita quasi uniformemente in tutta la struttura, i punti più delicati sono gli estradossi delle volte in muratura e i collegamenti fra le pareti.

Per quanto riguarda il sisma in direzione y, la chiesa resiste meno in quanto si danneggia per valori più bassi di sforzo; inoltre, osservando il quadro fessurativo, la fessurazione si concentra più significativamente in punti ben precisi e localizzati. La parete sud risulta notevolmente l'elemento più vulnerabile in quella direzione, data la quasi assenza di elementi di contrasto al sisma: il punto 106962 situato in questa parete, presenta una curva che si sviluppa in maniera più ampia, raggiungendo il picco per spostamenti già più elevati rispetto a tutte le altre, arrivando poi a valori 10 volte maggiori rispetto alle altre curve.

#### 9.14 Calcolo degli indici di rischio relativi alla chiesa

Una volta ottenute le curve di capacità dalle analisi statiche non lineari, si vede necessario estrapolare le masse di piano con le relative forme modali per poter poi bilinearizzare le curve stesse.

La suddivisione dell'edificio in livelli di piano è un'operazione complicata, in quanto bisogna mettere in relazione la divisione piuttosto regolare dei solai negli edifici adiacenti con l'articolazione irregolare degli orizzontamenti della chiesa. Le ipotesi contemplate sono state due:

- Suddividere gli annessi seguendo la ripartizione dei propri solai, suddividere la chiesa secondo la posizione dei solai voltati in muratura, ottenendo due sistemi di riferimento;
- Localizzare delle quote che comprendessero (con buona approssimazione) sia masse dei solai degli annessi confinanti sia i solai voltati della chiesa, per arrivare ad adottare un unico sistema di riferimento globale per tutto il complesso abbaziale (chiesa con annessi).

La scelta è ricaduta sul secondo caso, il quale, seppur meno accurato, ha consentito un calcolo più valido delle masse di piano e una trattazione più coerente dei due filoni in cui è stato strutturato questo lavoro: infatti, analizzando nei paragrafi successivi il comportamento della chiesa con gli annessi, si utilizzeranno le stesse quote fissate in questo paragrafo.

Utilizzando di nuovo il MIDAS FEA, è possibile estrarre le masse sismiche delle mesh (espresse in kN/g) a cui poi vanno aggiunti i carichi statici provenienti dall'analisi<sup>21</sup>.

Sono stati fissati complessivamente 4 livelli di piano; i risultati sono descritti nelle figure seguenti, considerando entrambe le direzioni del sisma.

---

<sup>21</sup> Vedi paragrafo "Analisi dei carichi" del capitolo corrente.

<b>SISMA X ±</b>				
	Livello (m)	Massa (kN/g)	Carico (kN)	TOT (kN/g)
<b>m1</b>	2.00	892	27.45	<b>894.77</b>
<b>m2</b>	7.00	809.34	1005.89	<b>911.87</b>
<b>m3</b>	10.48	688.55	654.80	<b>755.30</b>
<b>m4</b>	16.55	156.26	183.89	<b>175.00</b>

Figura n° 9.14.1: tabella riassuntiva con il valore delle masse di piano per ogni elevazione, considerando il sisma diretto in direzione x.

<b>SISMAY ±</b>				
	Livello (m)	Massa (kN/g)	Carico (kN)	TOT (kN/g)
<b>m1</b>	2.00	961	27.45	<b>964.14</b>
<b>m2</b>	7.00	934.38	1005.89	<b>1036.92</b>
<b>m3</b>	10.48	354.66	654.80	<b>421.41</b>
<b>m4</b>	16.55	74.18	183.89	<b>92.92</b>

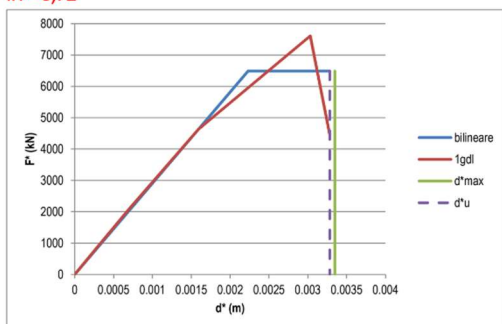
Figura n° 9.14.2: tabella riassuntiva con il valore delle masse di piano per ogni elevazione, considerando il sisma diretto in direzione x.

Di seguito, le curve bilinearizzate di tutti i nodi analizzati (per ogni analisi, per ogni direzione e verso del sisma) con i corrispondenti indici di rischio in termini di tempo di ritorno, dai quali valori deriva il soddisfacimento ( $IR > 1$ ) o meno ( $IR < 1$ ) della verifica. Sono presenti dei casi limite: quando  $IR \gg 1$  e la retta che indica il  $d_{max}^*$  è ancora lontana dallo spostamento ultimo, vuol dire che il  $T_R$  associato è molto alto ( $\gg 475$  anni) quindi in quel punto la struttura è molto solida; viceversa, è sufficiente un  $T_R$  molto basso ( $\ll 30$  anni) per danneggiare e creare una frattura nell'area circostante il nodo in questione.

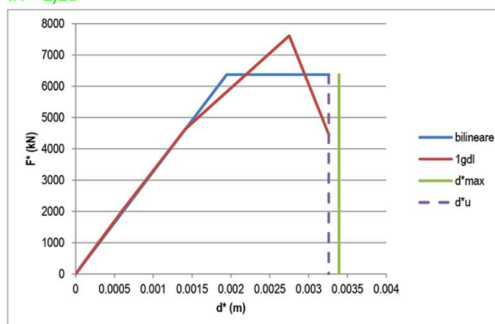
IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

ANALISI PUSH MASS: SISMA X+

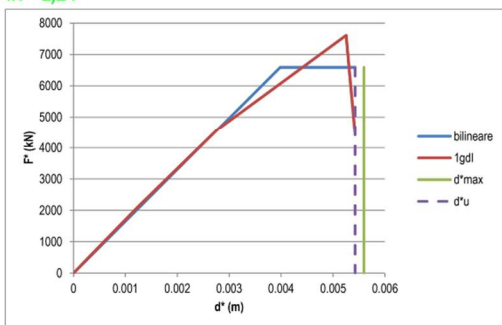
Nodo 7278  
IR = 0,72



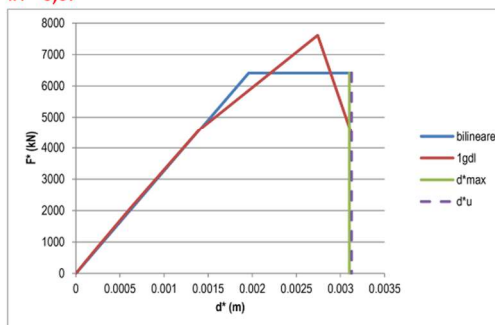
Nodo 11823  
IR = 1,18



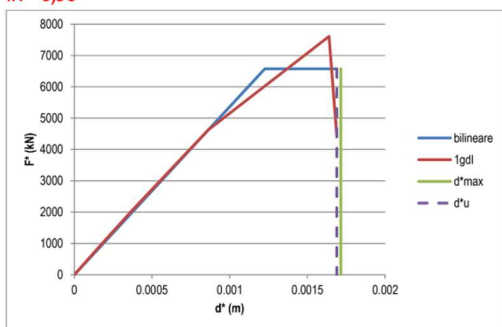
Nodo 37847  
IR = 1,24



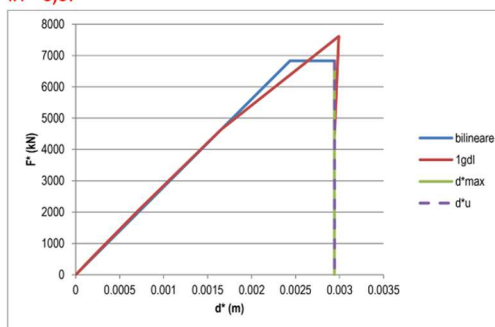
Nodo 46015  
IR = 0,67



Nodo 41485  
IR = 0,96



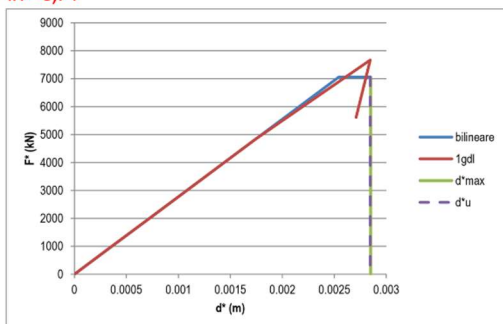
Nodo 106962  
IR = 0,67



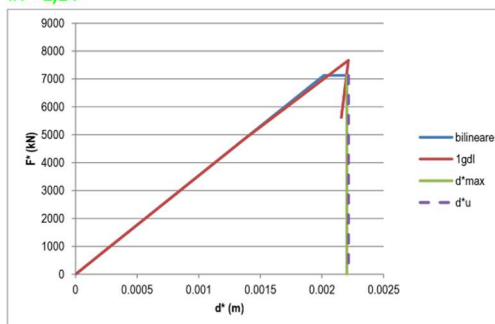
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

## ANALISI PUSH MASS: SISMA X-

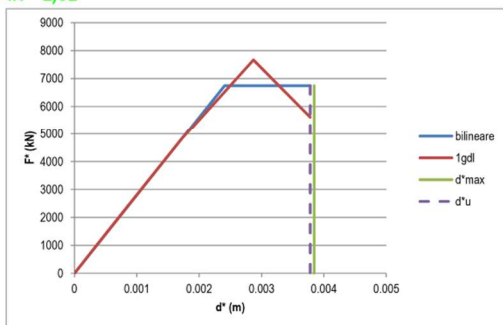
Nodo 7278  
IR = 0,74



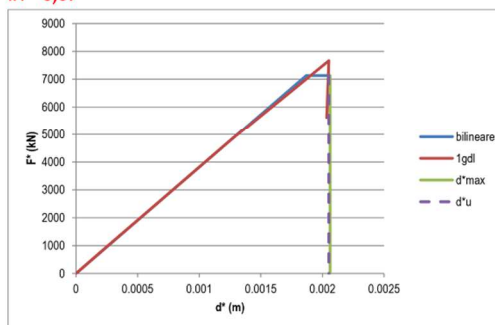
Nodo 11823  
IR = 1,14



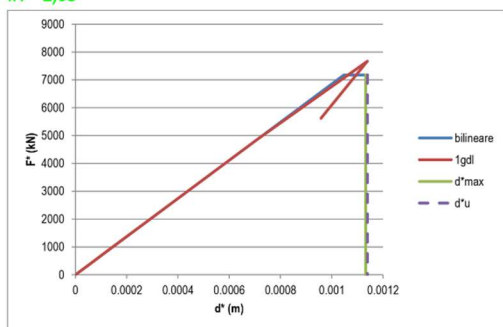
Nodo 37847  
IR = 1,61



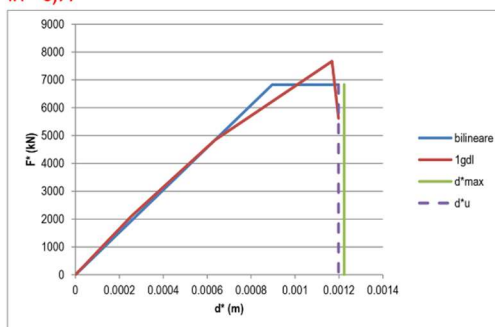
Nodo 46015  
IR = 0,67



Nodo 41485  
IR = 1,05



Nodo 106962  
IR = 0,77

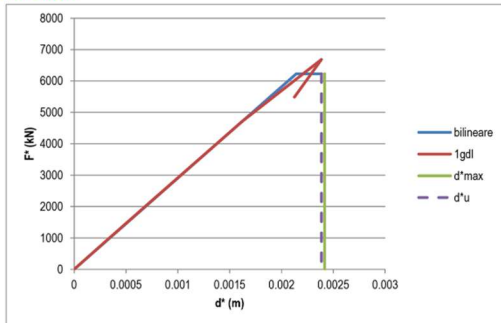




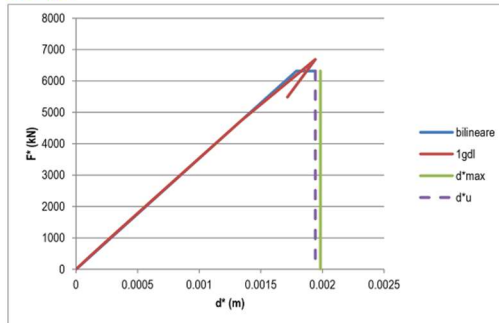
IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

ANALISI PUSH MASS: SISMA Y+

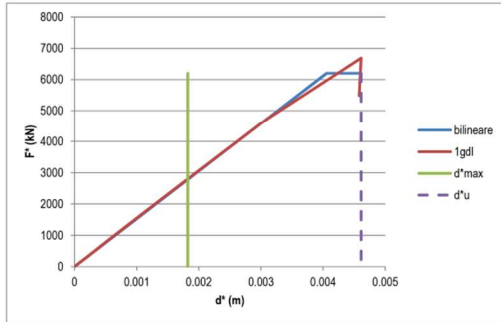
Nodo 7278  
IR = 1,57



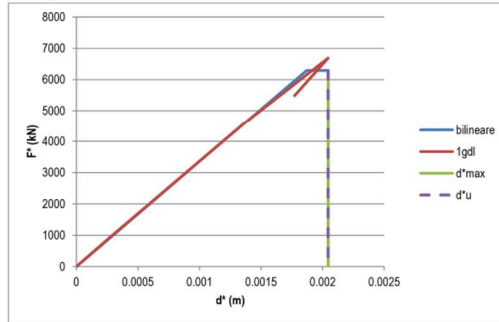
Nodo 11823  
IR = 1,67



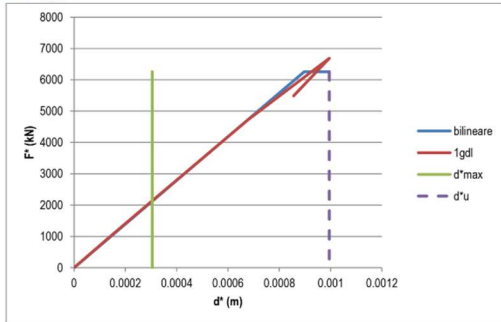
Nodo 37847  
IR = 1,67



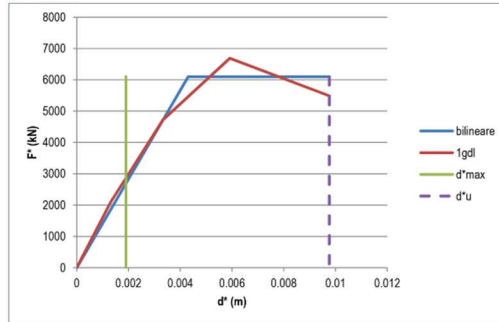
Nodo 46015  
IR = 1,00



Nodo 41485  
IR = 1,67



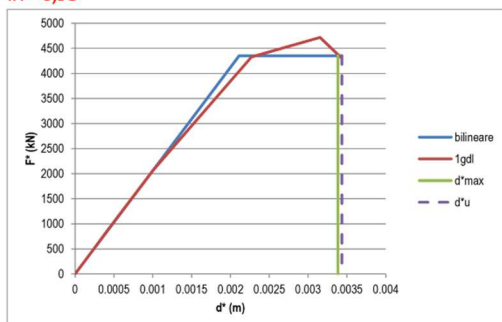
Nodo 106962  
IR = 1,67



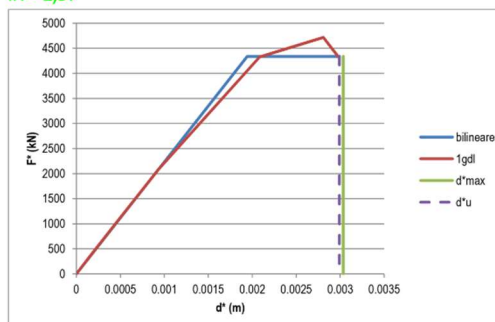
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

## ANALISI PUSH MASS: SISMA Y-

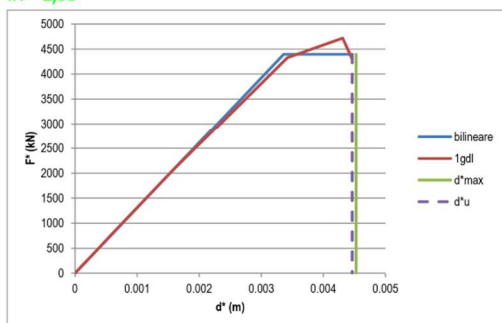
**Nodo 7278**  
IR = 0,98



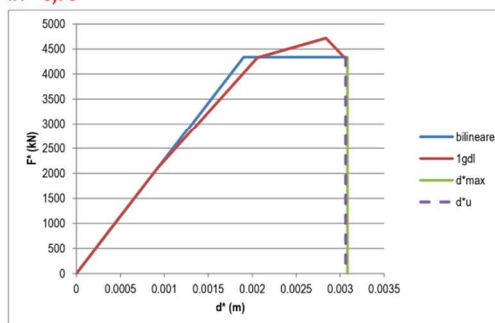
**Nodo 11823**  
IR = 1,57



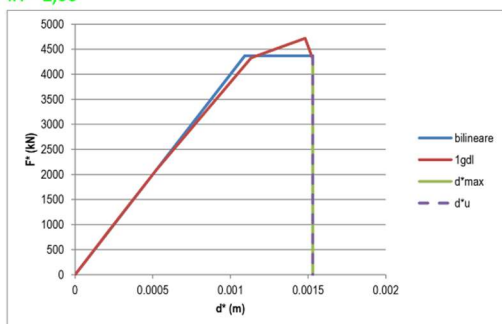
**Nodo 37847**  
IR = 1,33



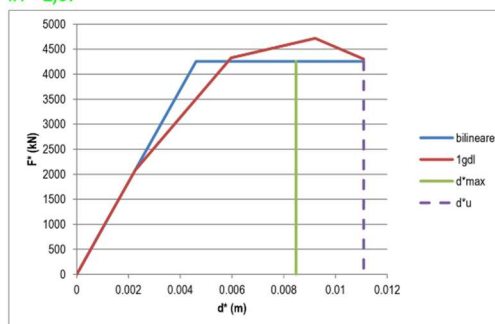
**Nodo 46015**  
IR = 0,70



**Nodo 41485**  
IR = 1,06



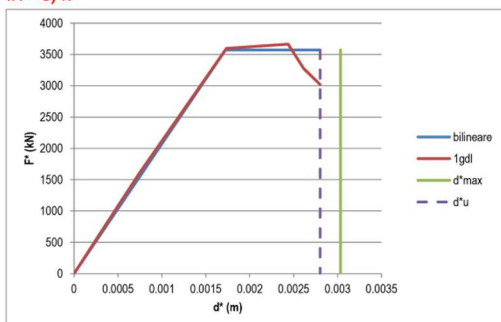
**Nodo 106962**  
IR = 1,67



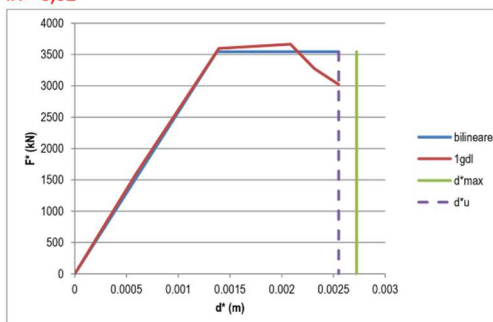
IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

ANALISI PUSH MODE: SISMA X+

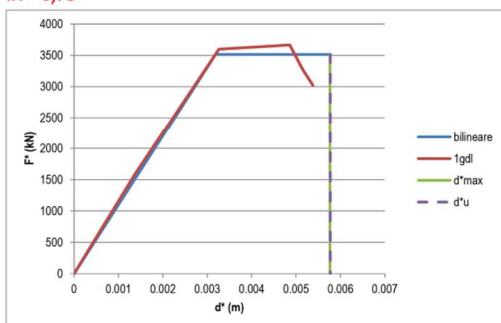
Nodo 7278  
IR = 0,47



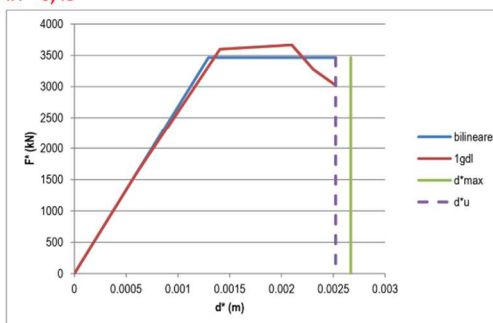
Nodo 11823  
IR = 0,61



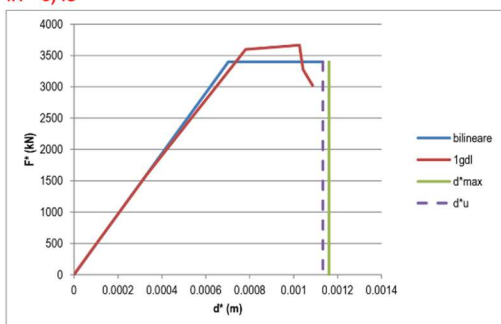
Nodo 37847  
IR = 0,73



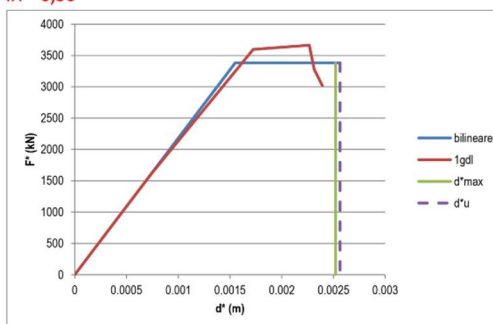
Nodo 46015  
IR = 0,43



Nodo 41485  
IR = 0,48



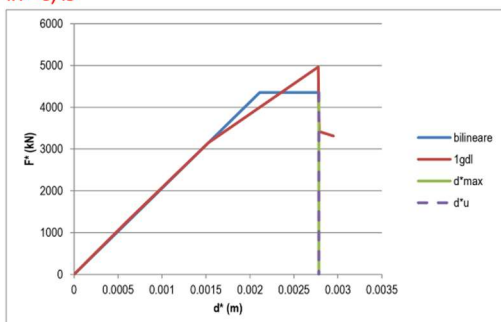
Nodo 106962  
IR = 0,36



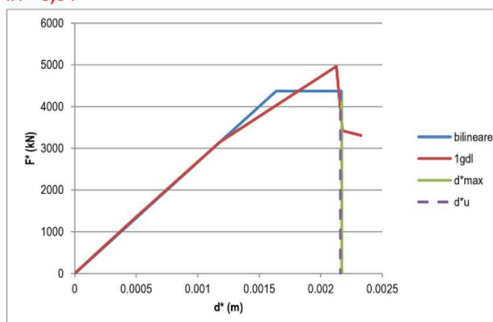
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

## ANALISI PUSH MODE: SISMAX-

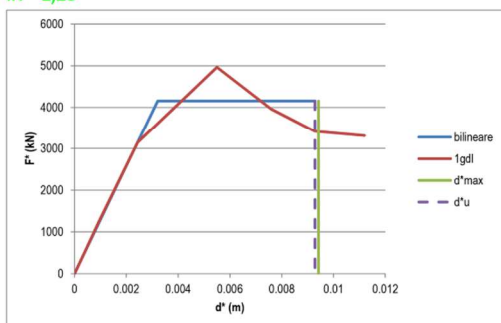
**Nodo 7278**  
IR = 0,49



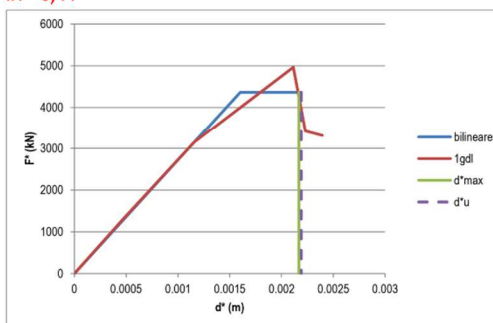
**Nodo 11823**  
IR = 0,64



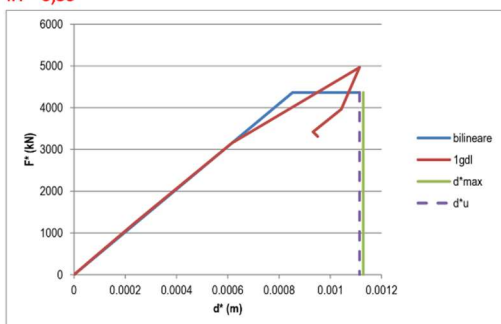
**Nodo 37847**  
IR = 1,20



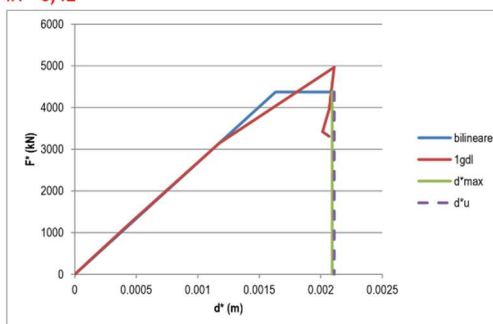
**Nodo 46015**  
IR = 0,44



**Nodo 41485**  
IR = 0,59



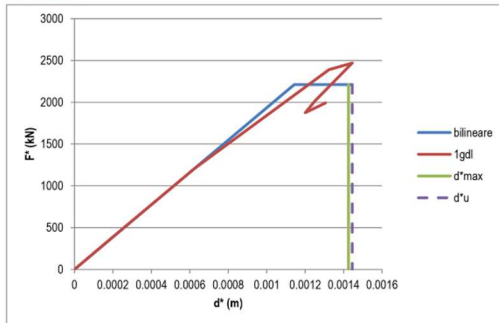
**Nodo 106962**  
IR = 0,41



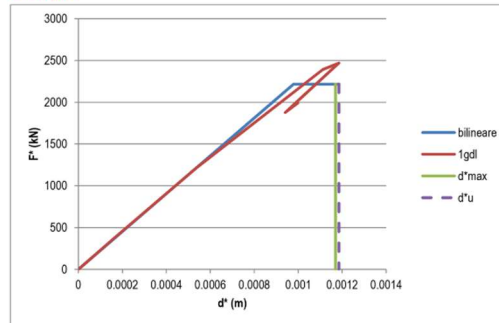
IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

ANALISI PUSH MODE: SISMA Y+

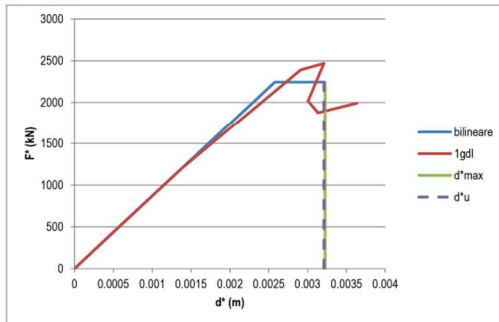
Nodo 7278  
IR = 0,42



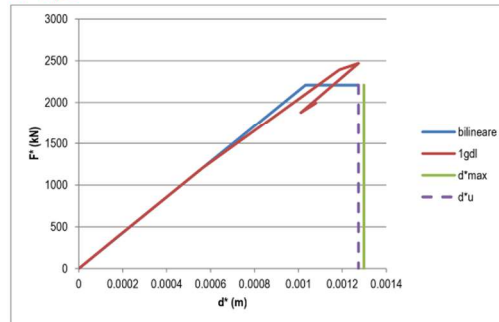
Nodo 11823  
IR = 0,61



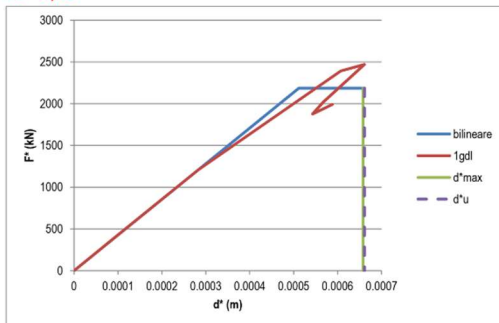
Nodo 37847  
IR = 1,50



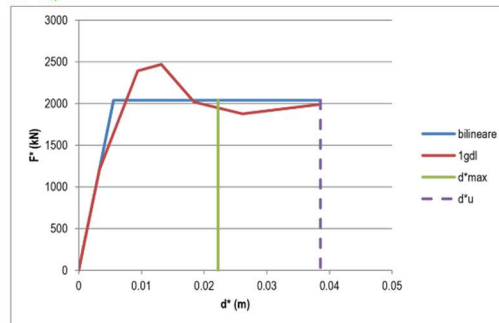
Nodo 46015  
IR = 0,32



Nodo 41485  
IR = 0,49



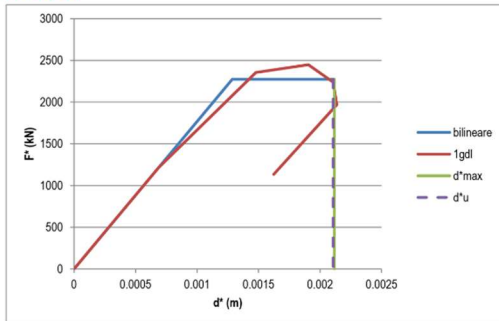
Nodo 106962  
IR = 1,67



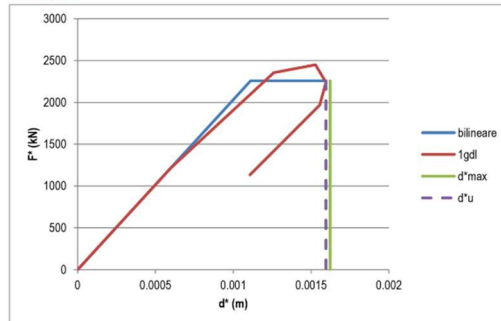
IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

ANALISI PUSH MODE: SISMA Y-

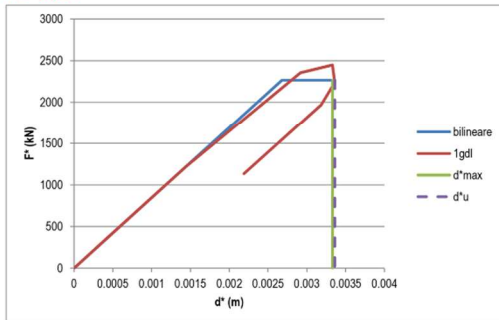
Nodo 7278  
IR = 0,48



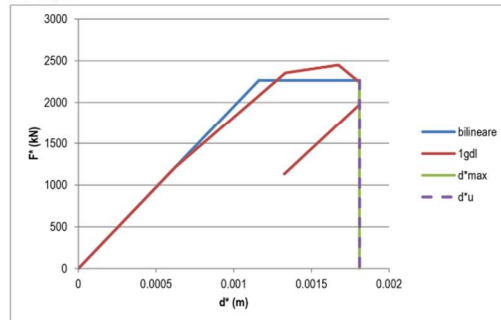
Nodo 11823  
IR = 0,65



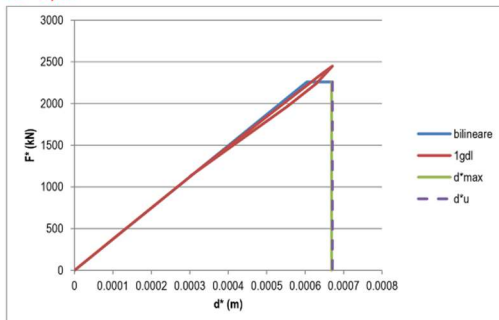
Nodo 37847  
IR = 0,60



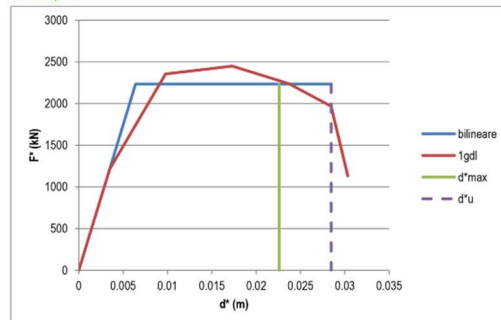
Nodo 46015  
IR = 0,36



Nodo 41485  
IR = 0,47



Nodo 106962  
IR = 1,67



### **9.15 Analisi statica non lineare: comportamento della chiesa con edifici adiacenti**

In questo paragrafo verrà analizzata la risposta sismica dell'intero complesso, riprendendo di nuovo in considerazione gli edifici B, C, D.

Rispetto alle analisi svolte per il caso precedente, ci si aspetta un comportamento globalmente meno fragile dato il maggior numero di muri di controvento dislocati in entrambe le direzioni del sisma, a differenza dei grandi vuoti presenti nella chiesa: in linea teorica, la struttura sarà capace di sopportare sollecitazioni sismiche più elevate ed arrivare ad ottenere spostamenti maggiori.

Per quanto riguarda il danno, ci si aspetta che sia concentrato nelle pareti perimetrali degli edifici C e D in quanto piuttosto snelle, soprattutto se paragonate ai muri massicci della chiesa, la quale a nord può sfruttare anche il contrasto fornito dai quattro speroni.

Di nuovo, le analisi prevedono che il sisma debba essere applicato in entrambi le direzioni e versi: sono stati considerati 6 punti di controllo diversi dai precedenti in quanto distribuiti sulle sommità di tutti quanti gli edifici (fig. n° 9.15.1), successivamente sono state svolte le analisi *pushover* in maniera analoga al caso precedente, ottenendo altrettante 48 curve di capacità.

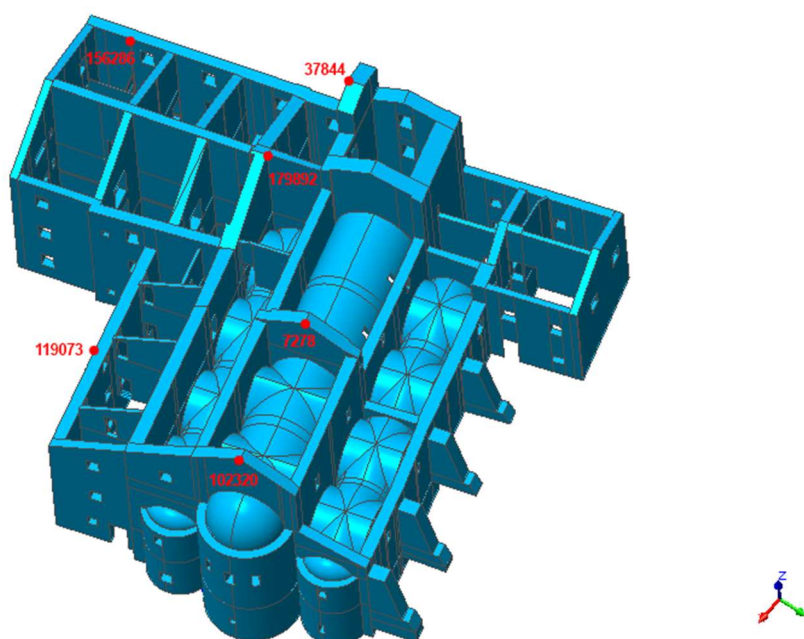


Figura n° 9.15.1: localizzazione dei punti di controllo utilizzati per le analisi.

Di seguito, i grafici ottenuti per ogni analisi con associati i corrispondenti quadri fessurativi riscontrati all'ultimo step di carico.



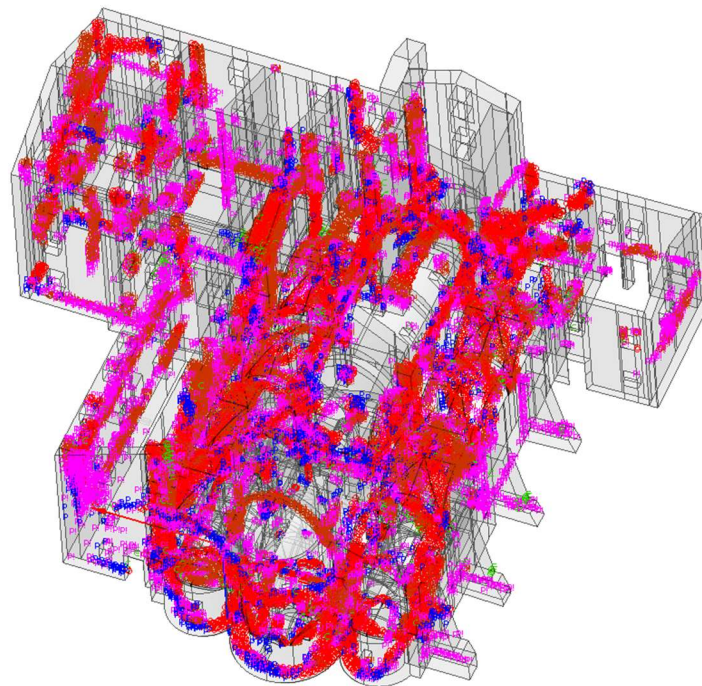
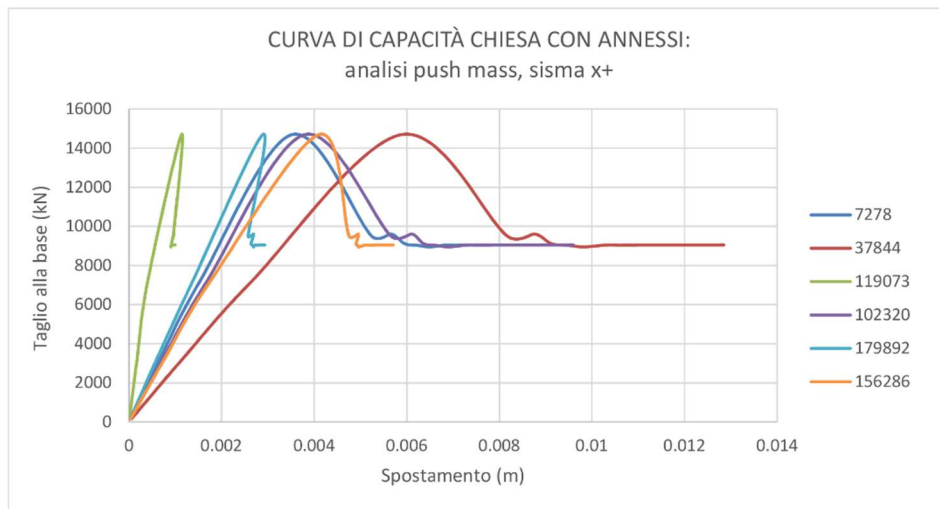


Figura n° 9.15.2: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mass con sisma in direzione x+.

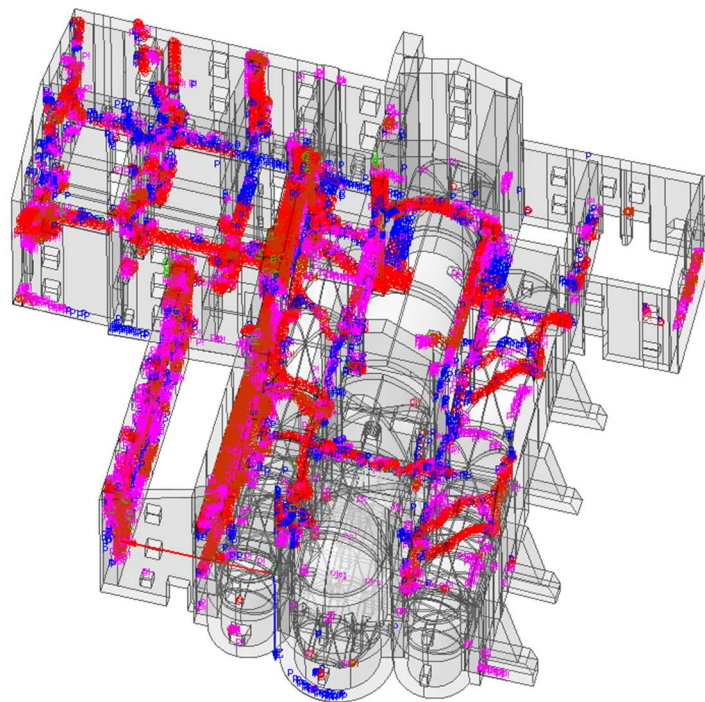
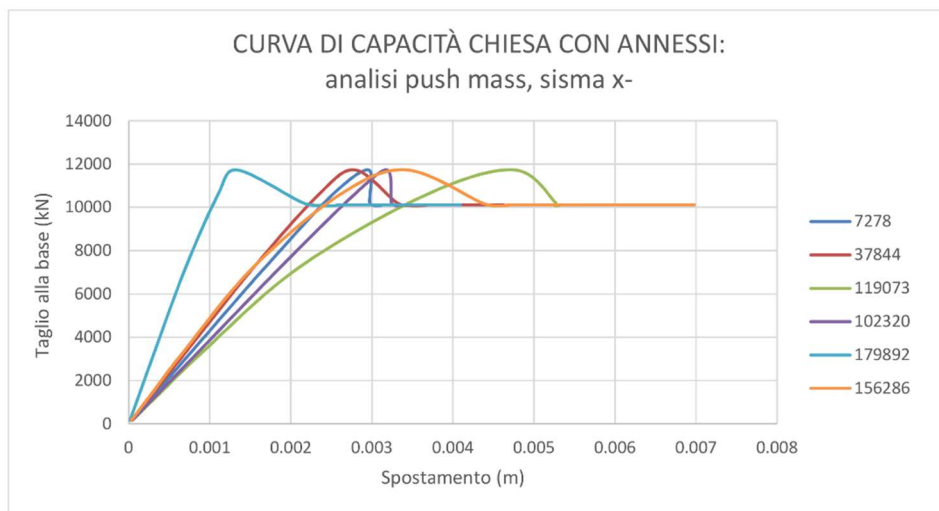
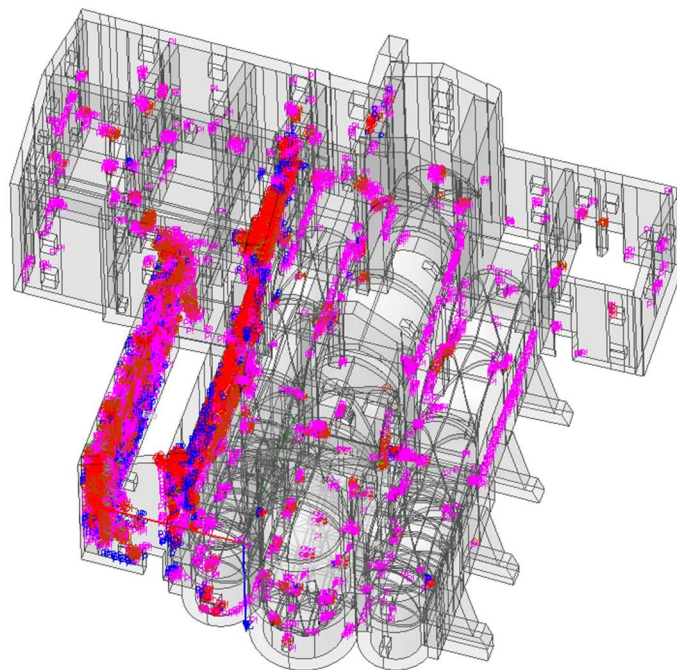


Figura n° 9.15.3: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mass con sisma in direzione x-.

# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)





*Figure n° 9.15.4: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mass con sisma in direzione y+: la curva relativa al nodo 119073 è stata rappresentata separatamente visti i valori di spostamento raggiunti, altrimenti l'andamento delle altre curve non sarebbe risultato apprezzabile.*

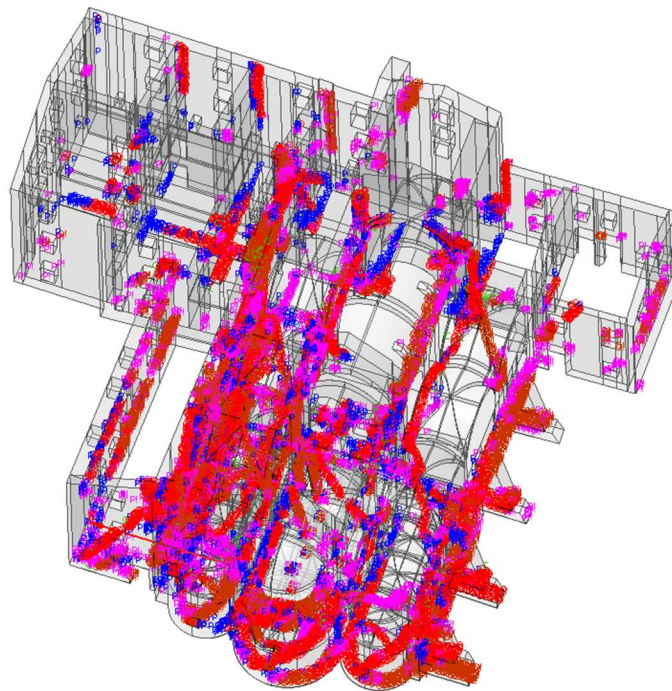
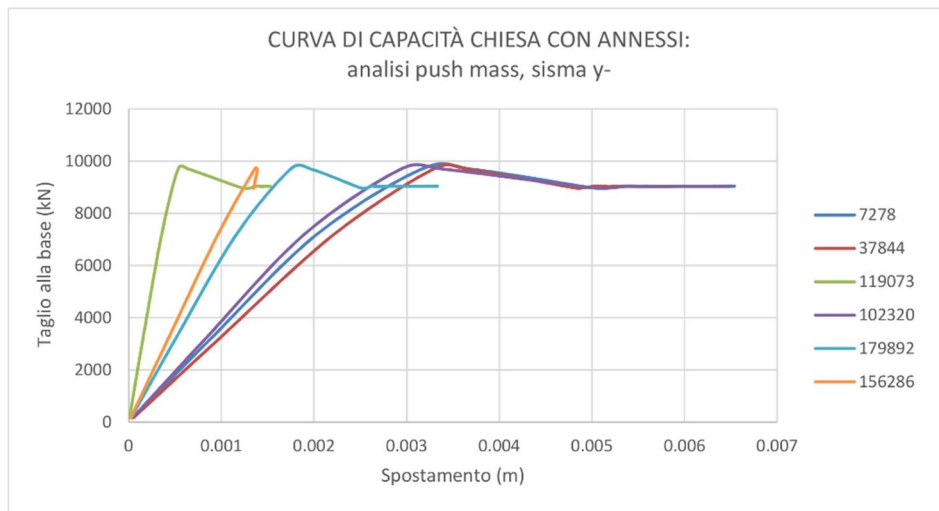


Figura n° 9.15.5: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mass con sisma in direzione y-.

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

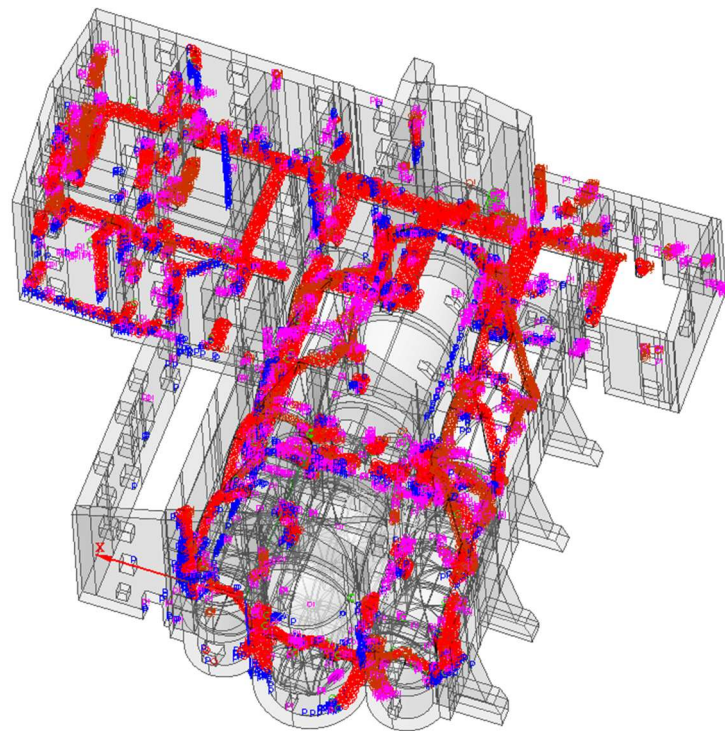
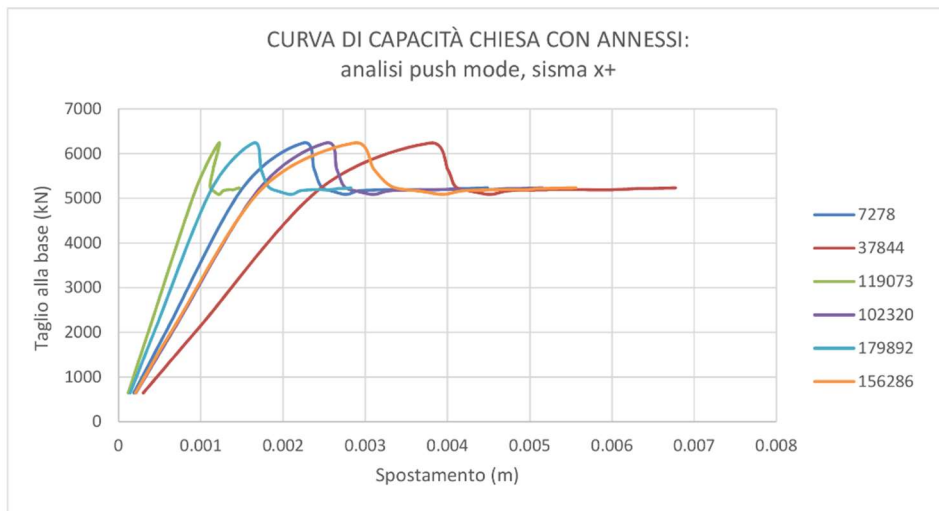


Figura n° 9.15.6: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mode con sisma in direzione x+.

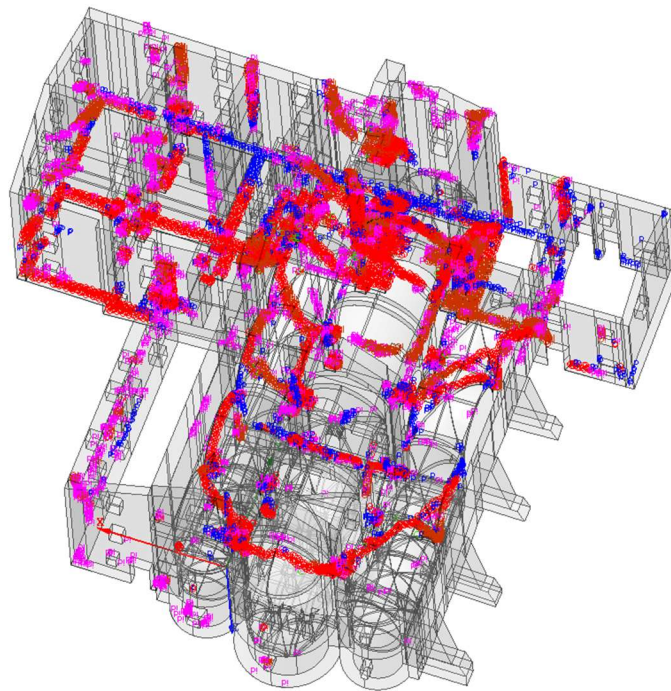
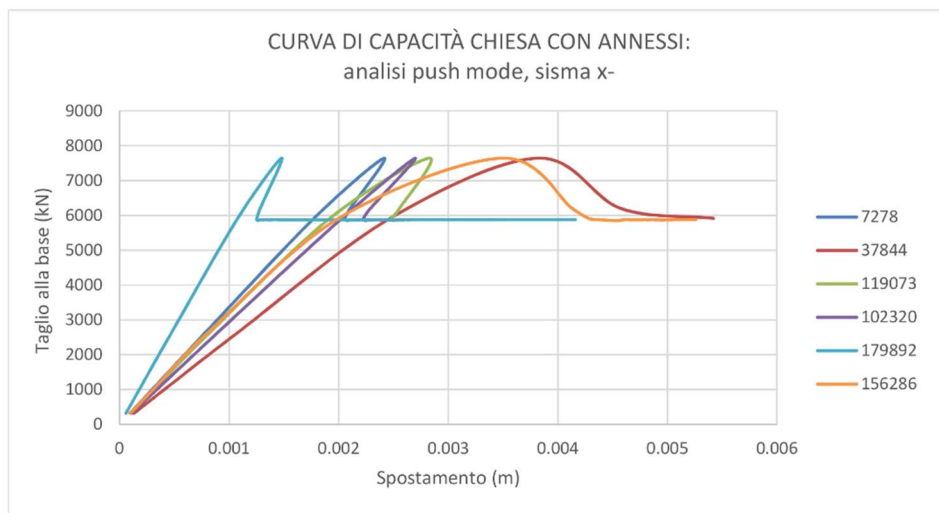
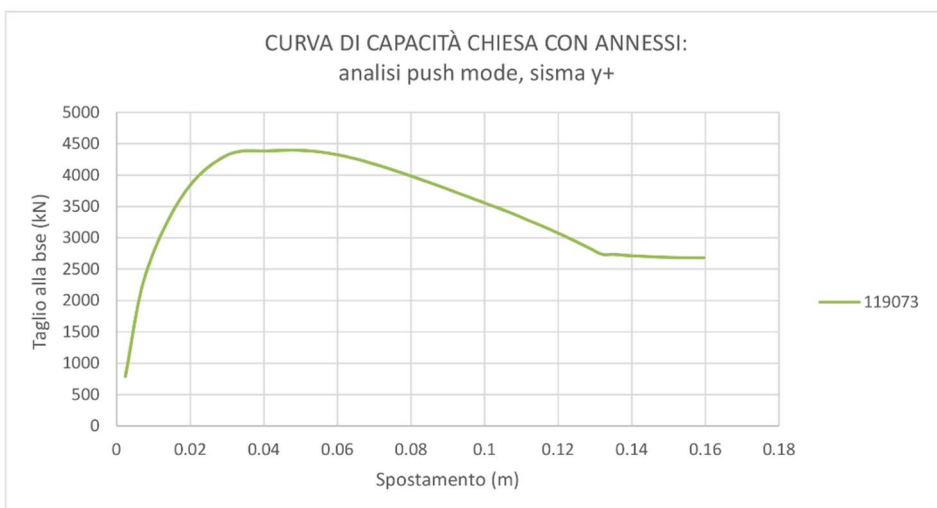
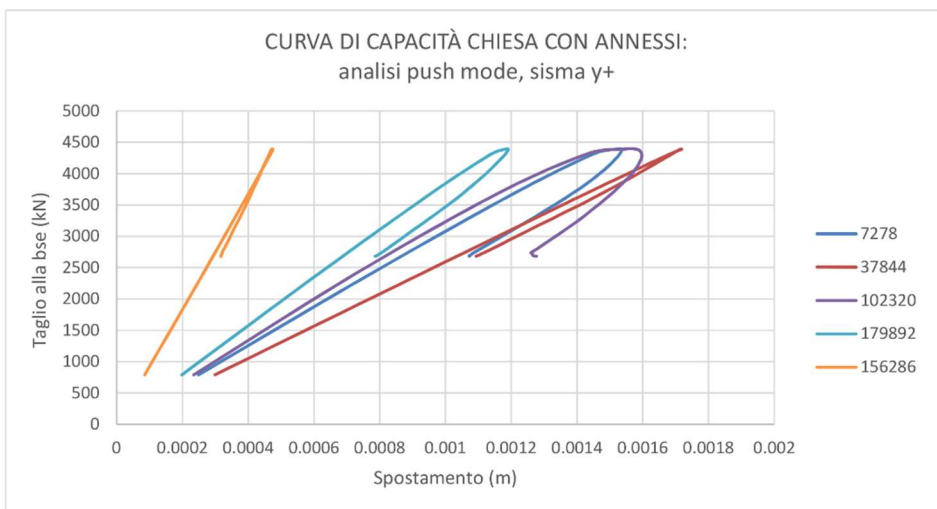
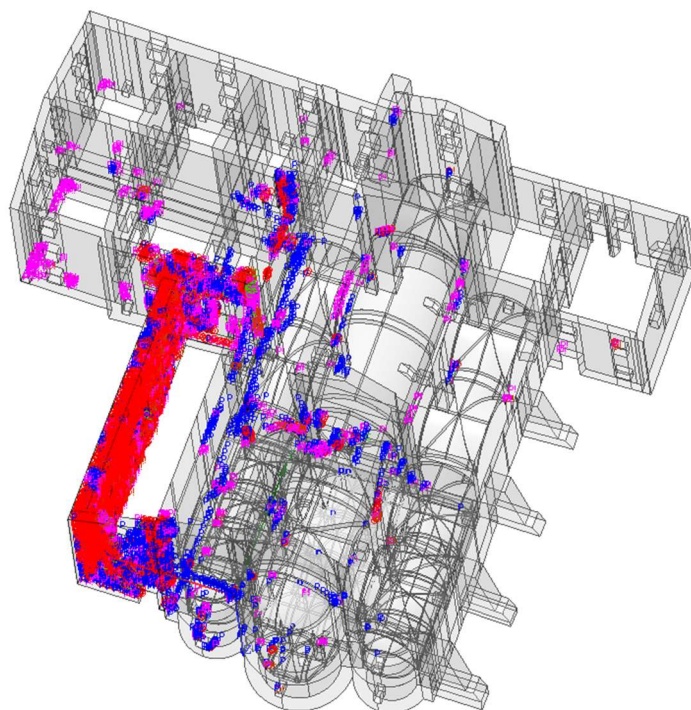


Figura n° 9.15.7: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mode con sisma in direzione x-.

# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

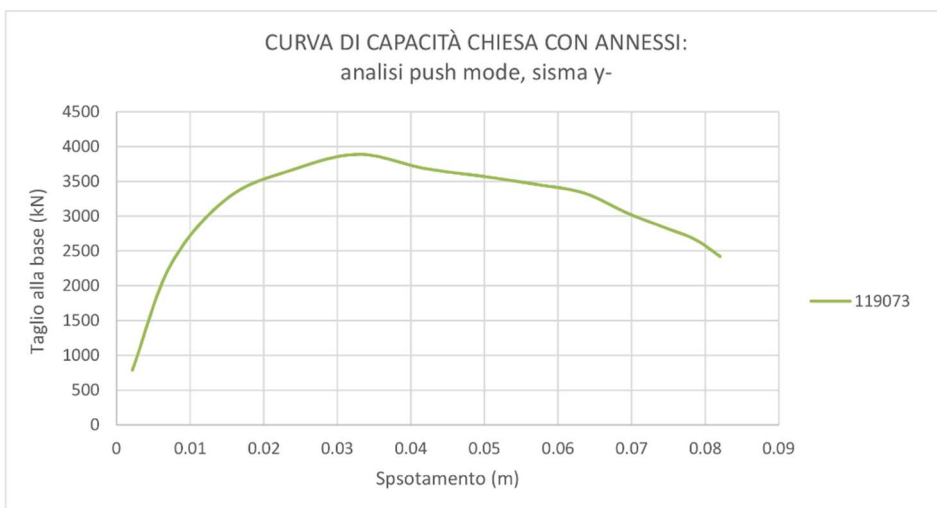
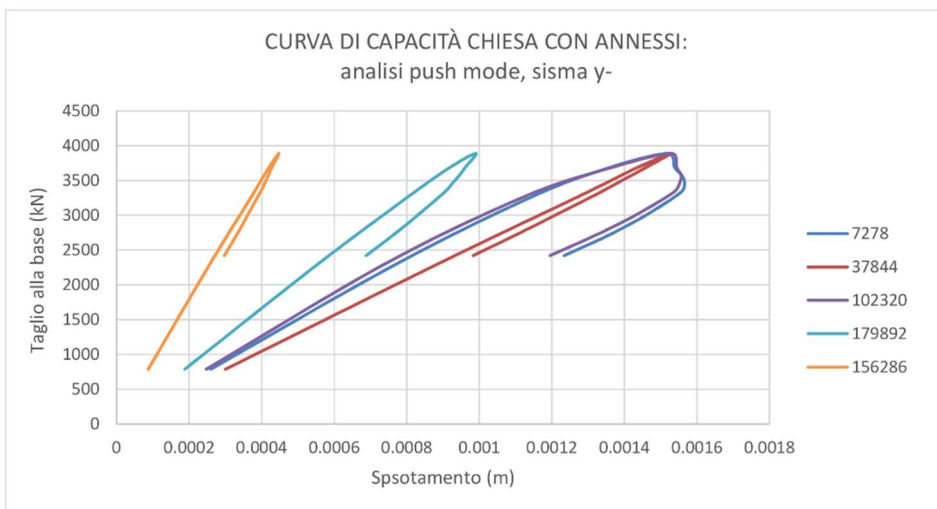


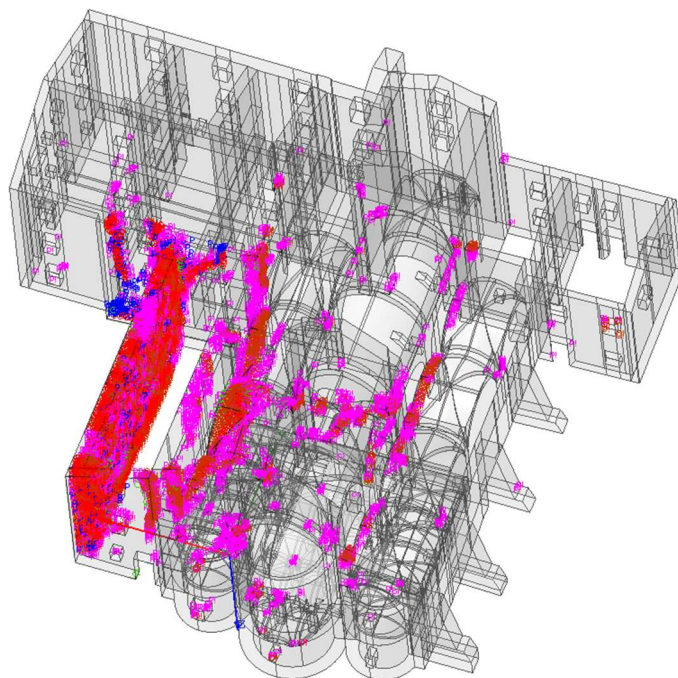




*Figure n° 9.15.8: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mode con sisma in direzione y+: la curva relativa al nodo 119073 è stata rappresentata separatamente visti i valori di spostamento raggiunti, altrimenti l'andamento delle altre curve non sarebbe risultato apprezzabile.*

IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)





*Figure n° 9.15.9: curva di capacità e quadro fessurativo riferiti all'analisi statica non lineare push mode con sisma in direzione y-: la curva relativa al nodo 119073 è stata rappresentata separatamente visti i valori di spostamento raggiunti, altrimenti l'andamento delle altre curve non sarebbe risultato apprezzabile.*

Complessivamente, i risultati mostrano un miglioramento: i valori di taglio alla base e spostamento sono più elevati, la struttura mostra una capacità dissipativa leggermente superiore rispetto al caso precedente.

Per quanto riguarda il quadro fessurativo, la presenza di numerosi elementi di contrasto nelle due direzioni, specialmente i muri di spina degli edifici C e D, scaricano in qualche misura le pareti della chiesa permettendo di distribuire in maniera più uniforme la fessurazione.

Nel fronte sud rimane il problema della concentrazione della fessurazione trasferitasi ora alla parete più esterna dell'edificio D, la quale in direzione y si rivela particolarmente colpita a causa dell'assenza totale di sistemi di controventamento: all'interno dello stabile infatti sono presenti soltanto muri divisorii. Al contrario, per il sisma in direzione x la suddetta parete riveste un ruolo fondamentale in quanto elemento più rigido di tutto quanto il complesso.

Nonostante quindi la presenza degli edifici confinanti porti beneficio all'intero sistema strutturale, nelle pareti di confine tra la chiesa e gli stabili si riscontrano numerose criticità.

### 9.16 Calcolo degli indici di rischio relativi alla chiesa con edifici adiacenti

In questo paragrafo è stato seguito lo stesso iter procedurale dell'analogo nel caso precedente, quindi sono state estratte le masse di piano con le relative forme modali, poi sono state bilinearizzate le curve di capacità e calcolati gli indici di rischio per ogni nodo considerato. Come già accennato, sono state utilizzate le stesse quote di piano fissate in precedenza per estrapolare le masse corrispondenti: ai punti di controllo situati su livelli inferiori all'ultimo, è stata attribuita sia la massa del proprio piano che quella dei piani superiori. I valori delle masse ottenuti sono riassunti, per entrambe le direzioni del sisma, nelle tabelle seguenti.

<b>SISMA X ±</b>				
	Livello (m)	Massa (kN/g)	Carico (kN)	TOT (kN/g)
<b>m1</b>	2.00	1.478	1498.49	<b>1631.12</b>
<b>m2</b>	7.00	1360.27	2545.88	<b>1619.79</b>
<b>m3</b>	10.48	688.55	1373.46	<b>828.56</b>
<b>m4</b>	16.55	156.26	446.77	<b>201.80</b>

Figura n° 9.16.1: tabella riassuntiva con il valore delle masse di piano per ogni elevazione, considerando il sisma lungo la direzione x.

<b>SISMAY ±</b>				
	Livello (m)	Massa (kN/g)	Carico (kN)	TOT (kN/g)
<b>m1</b>	2.00	1.374	1498.49	<b>1526.87</b>
<b>m2</b>	7.00	1200.26	2545.88	<b>1459.78</b>
<b>m3</b>	10.48	649.02	1373.46	<b>789.03</b>
<b>m4</b>	16.55	86.14	446.77	<b>131.68</b>

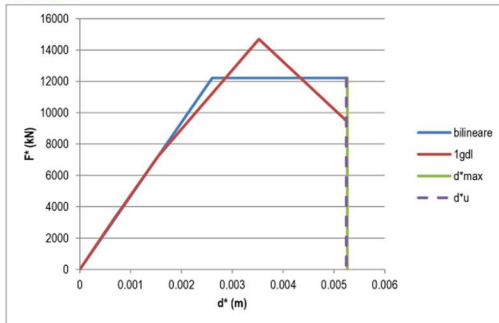
Figura n° 9.16.2: tabella riassuntiva con il valore delle masse di piano per ogni elevazione, considerando il sisma lungo la direzione y.

Di seguito, le curve bilinearizzate con i relativi indici di rischio calcolati in termini di  $T_R$ .

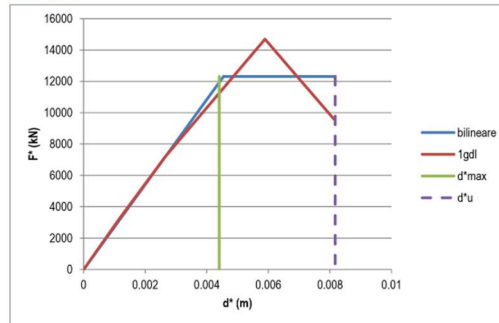
IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

ANALISI PUSH MASS: SISMA X+

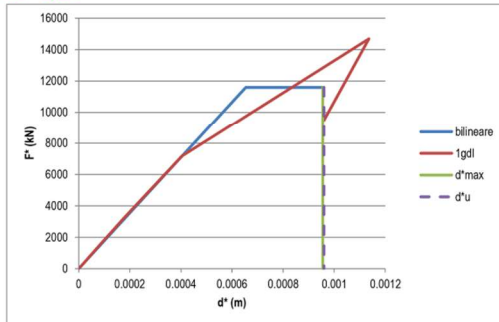
Nodo 7278  
IR = 1,30



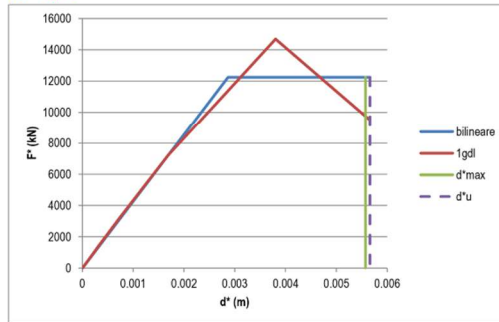
Nodo 37844  
IR = 1,67



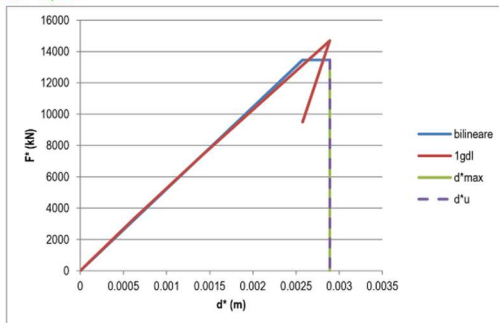
Nodo 119073  
IR = 1,15



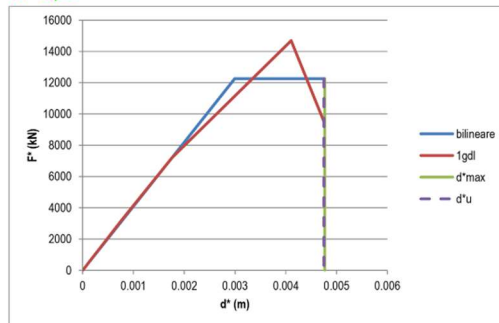
Nodo 102320  
IR = 1,67



Nodo 179892  
IR = 1,06



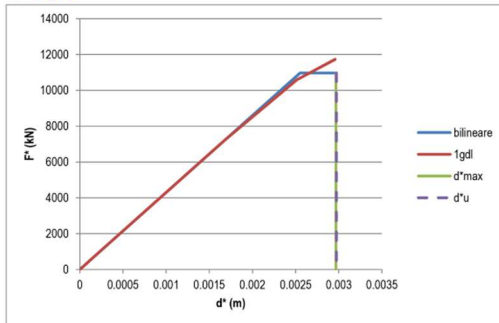
Nodo 156286  
IR = 1,00



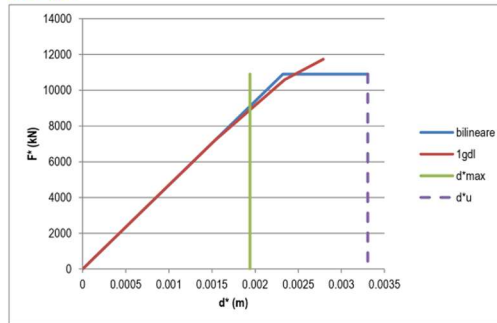
IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

ANALISI PUSH MASS: SISMA X-

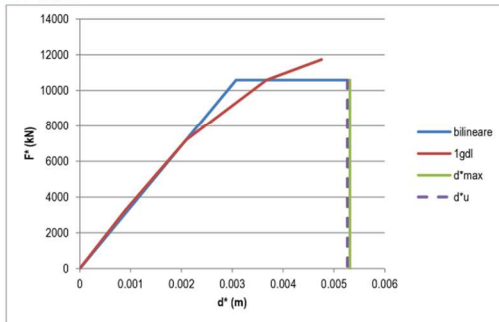
Nodo 7278  
IR = 0,83



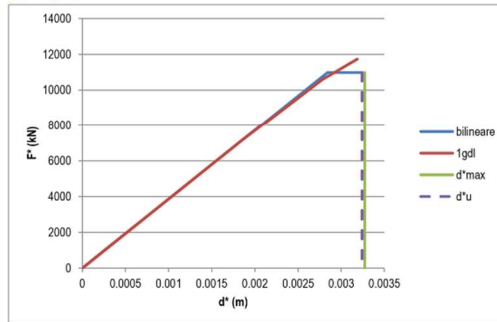
Nodo 37844  
IR = 1,67



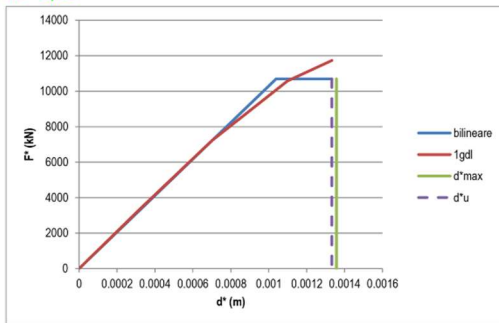
Nodo 119073  
IR = 0,85



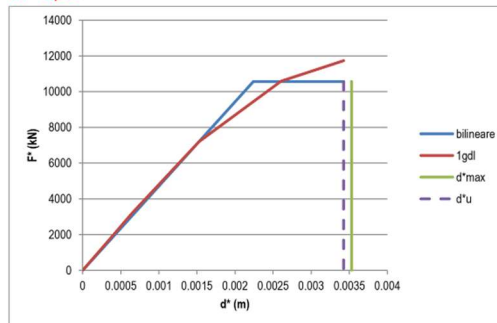
Nodo 102320  
IR = 1,01



Nodo 179892  
IR = 1,02



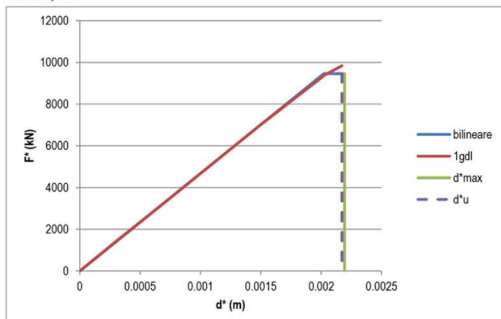
Nodo 156286  
IR = 0,81



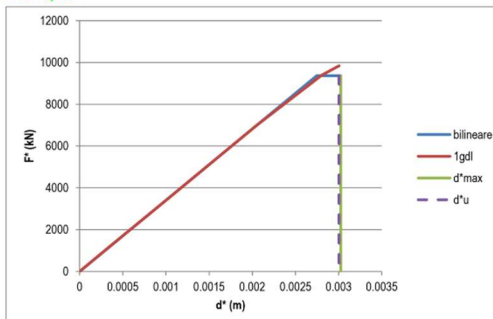
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

## ANALISI PUSH MASS: SISMA Y+

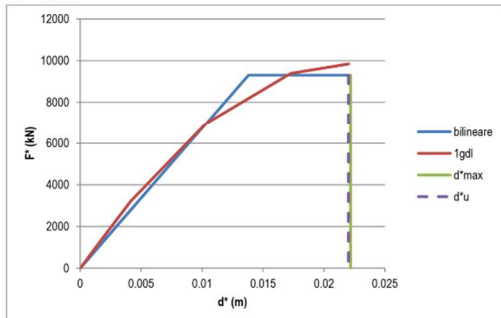
Nodo 7278  
IR = 0,81



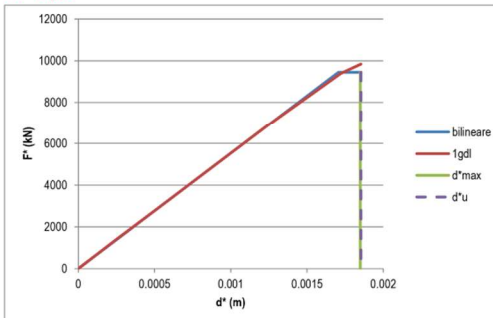
Nodo 37844  
IR = 1,50



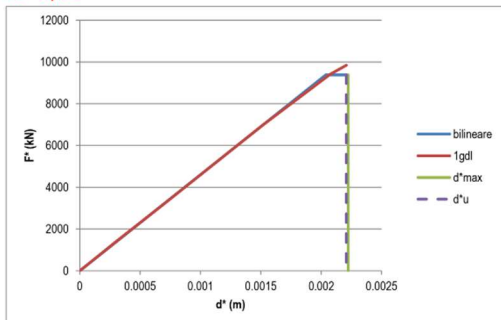
Nodo 119073  
IR = 1,08



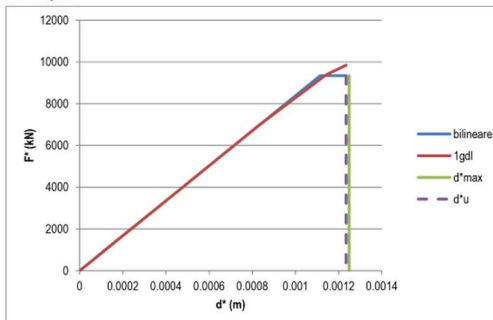
Nodo 102320  
IR = 0,69



Nodo 179892  
IR = 0,61



Nodo 156286  
IR = 0,63

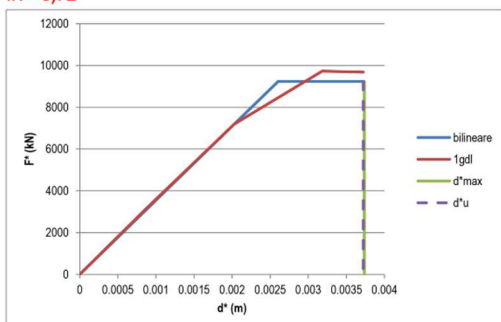




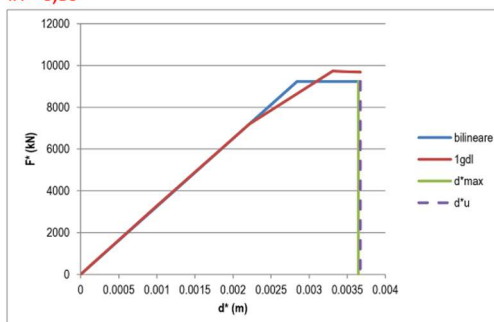
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

## ANALISI PUSH MASS: SISMA Y-

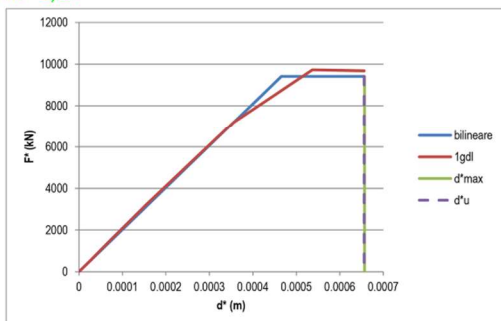
**Nodo 7278**  
IR = 0,72



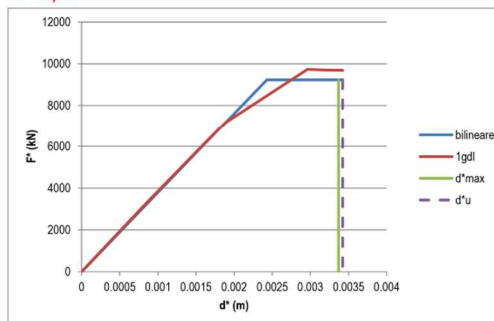
**Nodo 37844**  
IR = 0,80



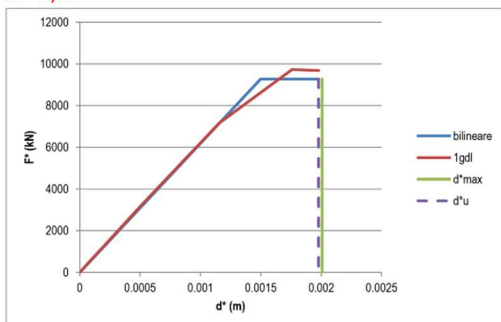
**Nodo 119073**  
IR = 1,23



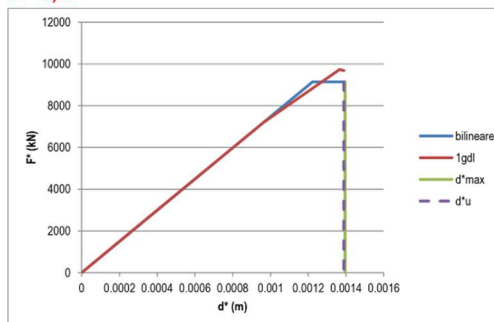
**Nodo 102320**  
IR = 0,70



**Nodo 179892**  
IR = 0,70



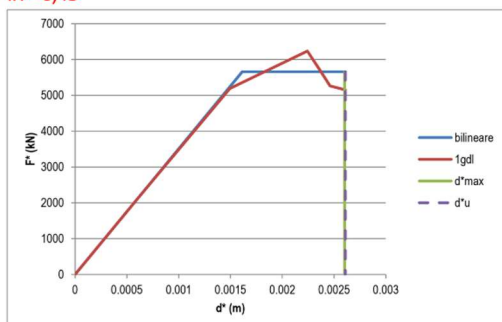
**Nodo 156286**  
IR = 0,60



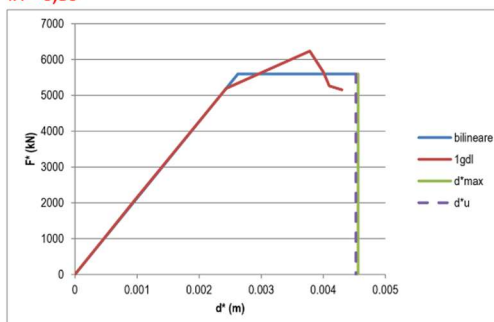
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

## ANALISI PUSH MODE: SISMA X+

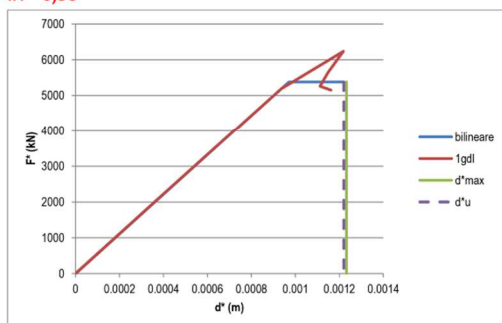
Nodo 7278  
IR = 0,48



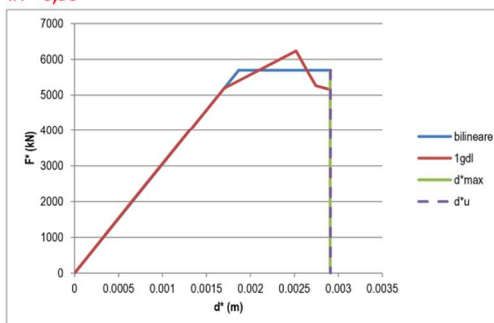
Nodo 37844  
IR = 0,80



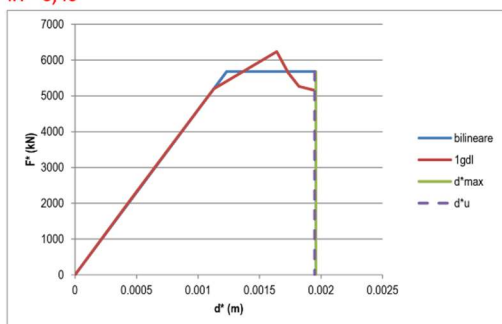
Nodo 119073  
IR = 0,36



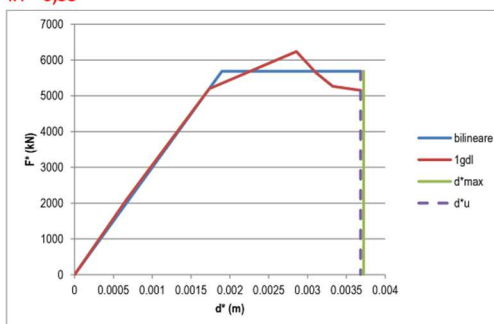
Nodo 102320  
IR = 0,56



Nodo 179892  
IR = 0,46



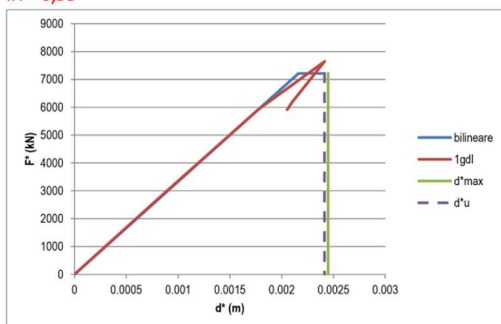
Nodo 156286  
IR = 0,55



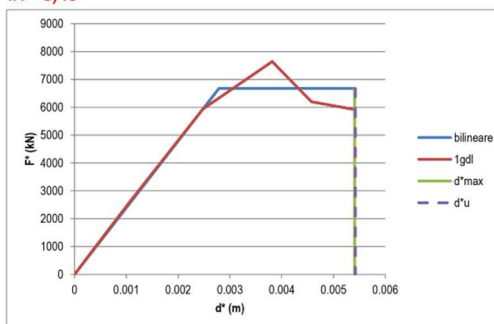
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

## ANALISI PUSH MODE: SISMAX-

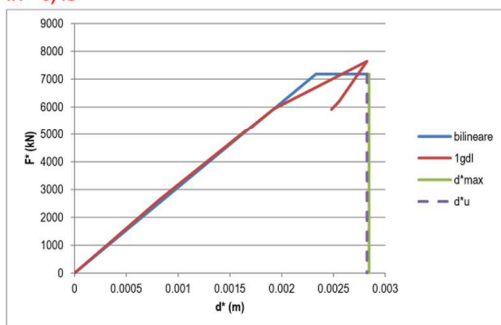
**Nodo 7278**  
**IR = 0,53**



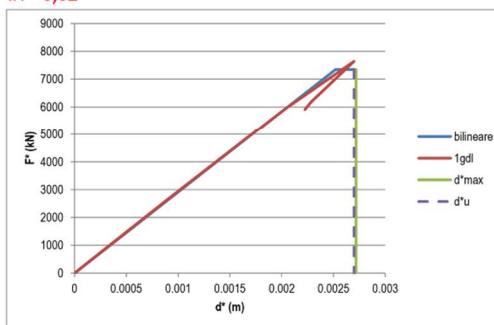
**Nodo 37844**  
**IR = 0,40**



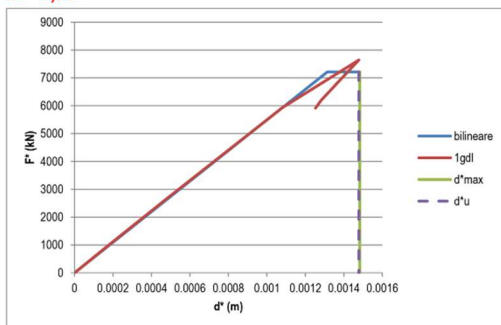
**Nodo 119073**  
**IR = 0,48**



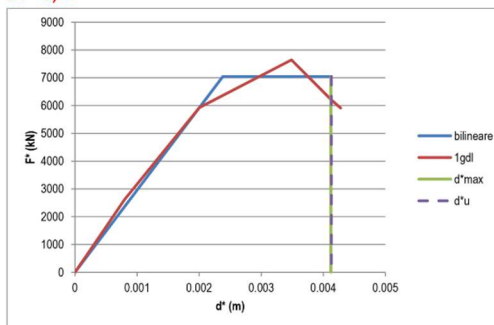
**Nodo 102320**  
**IR = 0,62**



**Nodo 179892**  
**IR = 0,53**



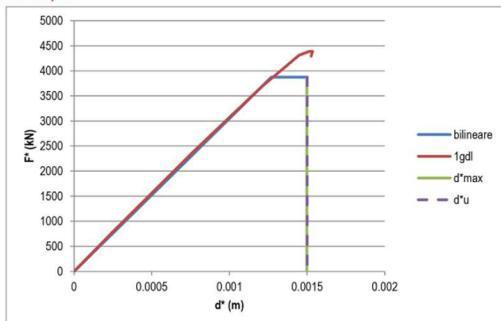
**Nodo 156286**  
**IR = 0,58**



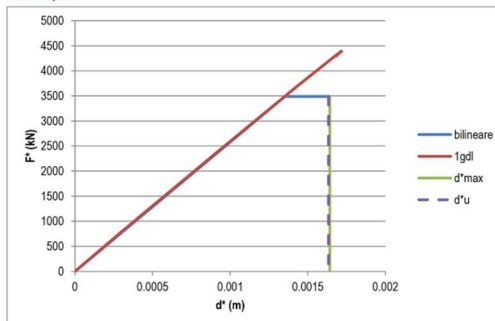
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

## ANALISI PUSH MODE: SISMA Y+

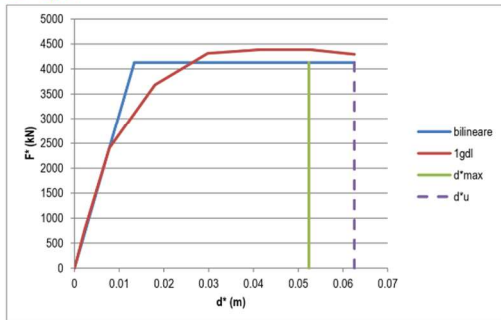
Nodo 7278  
IR = 0,32



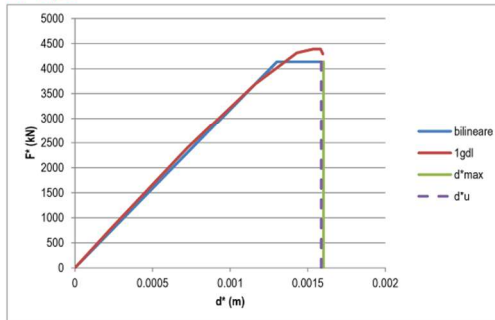
Nodo 37844  
IR = 0,45



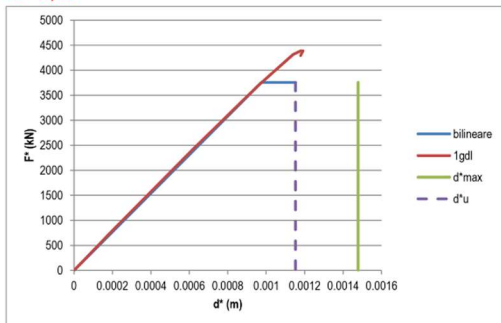
Nodo 119073  
IR = 1,67



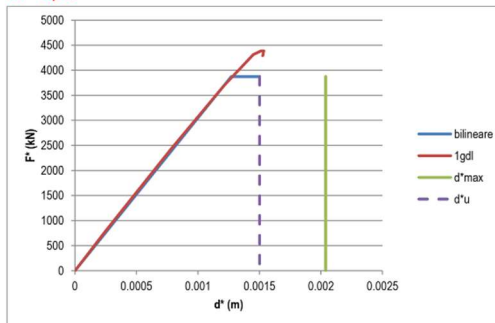
Nodo 102320  
IR = 0,30



Nodo 179892  
IR = 0,29



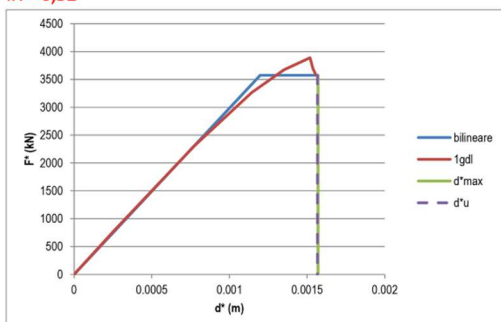
Nodo 156286  
IR = 0,29



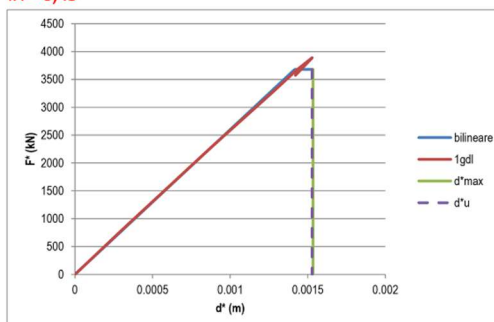
# IL CASO STUDIO: L'ABBAZIA DI SANT'URBANO (MC)

## ANALISI PUSH MODE: SISMA Y-

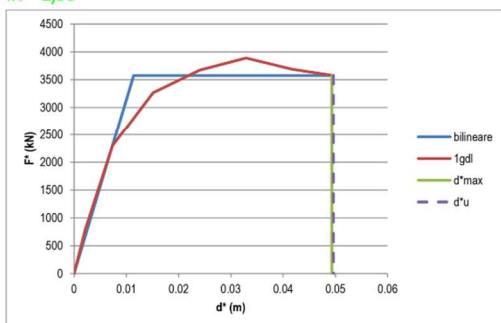
Nodo 7278  
IR = 0,31



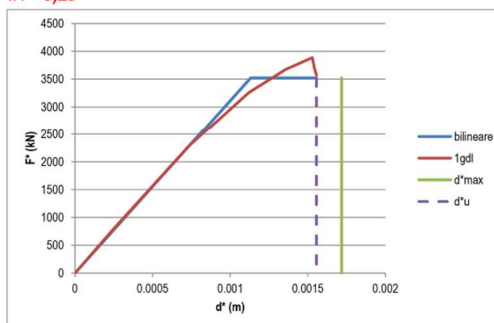
Nodo 37844  
IR = 0,45



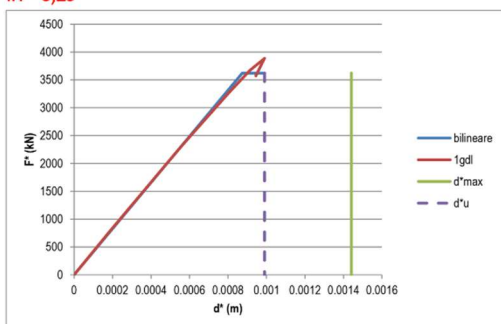
Nodo 119073  
IR = 1,53



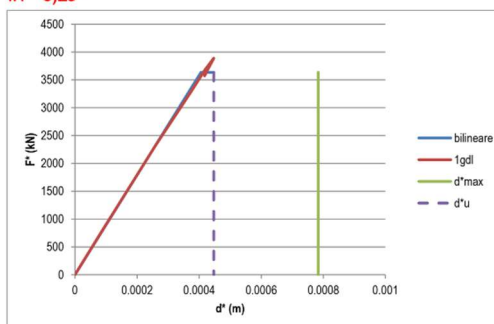
Nodo 102320  
IR = 0,29



Nodo 179892  
IR = 0,29

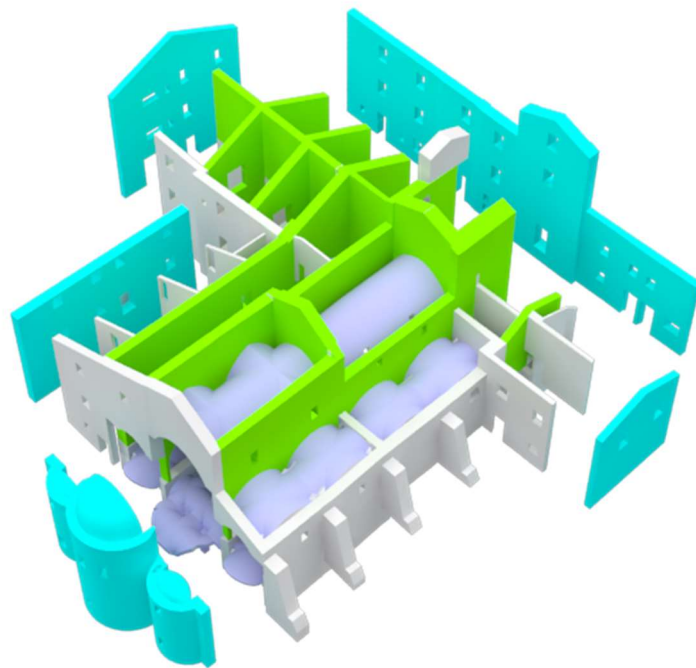


Nodo 156286  
IR = 0,29



### 9.17 Analisi delle vulnerabilità locali

Dopo aver sviscerato gli aspetti relativi alla vulnerabilità globale dell'edificio nei paragrafi precedenti, il lavoro si conclude indagando le criticità circoscritte a componenti specifiche della struttura: si procede con l'analisi delle vulnerabilità locali<sup>22</sup>, considerando di nuovo il complesso abbaziale nella sua interezza senza considerare diversificazioni come in precedenza. In primis, occorre suddividere il complesso in macroelementi (fig. n° 9.17.1): si ricorda che il presupposto per poter parlare di meccanismi locali è verificare che la muratura costituente gli elementi sia di buona qualità.



*Figura n° 9.17.1: suddivisione dell'edificio in macroelementi.*

La suddivisione in macroelementi applicata all'edificio è stata la seguente:

- Pareti esterne/absidi, indicate in ciano;
- Muri di spina, indicati in verde;

---

<sup>22</sup> Si rimanda al capitolo 5.3.

- Volte in muratura, indicate in lilla: le volte e gli archi sono solitamente vulnerabili ad azioni dirette nel proprio piano, in questo lavoro verranno analizzati i meccanismi con azioni dirette fuori dal piano.

Le pareti rimanenti che non sono state evidenziate, non ricoprono un ruolo strutturalmente rilevante (come le tamponature) oppure si trovano in una posizione tale da non attivare con facilità i meccanismi che si ripetono con più frequenza: ad esempio, la parete esterna posizionata a nord, subisce la spinta delle volte sia dell'aula che del presbiterio che della cripta, ma è contrastata all'esterno dall'azione dei contrafforti.

La verifica della stabilità dei macroelementi è stata svolta utilizzando il foglio di calcolo *C.I.N.E. (Condizioni d'Instabilità Negli Edifici)*<sup>23</sup>, che si utilizza per l'appunto per le verifiche sismiche dei meccanismi locali di collasso fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante analisi cinematica lineare. Per ognuno dei meccanismi di danno locali considerati, il foglio di calcolo è articolato in quattro sezioni principali:

- *Dati iniziali.*

In questa sezione occorre inserire le informazioni geometriche e quelle relative ai carichi agenti sul macroelemento considerato. I dati immessi vengono generalmente riferiti ai diversi piani dell'edificio, quindi si distinguono le caratteristiche del macroelemento per ogni elevazione.

- *Dati di calcolo.*

Dopo aver inserito i dati della prima sezione, in questa seconda sezione risultano le informazioni relative al momento delle azioni stabilizzanti e al momento delle azioni ribaltanti.

- *Moltiplicatore  $a_0$ .*

---

<sup>23</sup> Versione 1.0.4 del Settembre 2009, rilasciato dal Dipartimento della Protezione Civile dopo il sisma de L'Aquila di aprile 2009.

I risultati ottenuti (valore del coefficiente di moltiplicazione  $\alpha_0$ , massa partecipante  $M^*$ , frazione della massa partecipante  $e^*$ , accelerazione spettrale  $\alpha_0^*$ ) vengono esposti e suddivisi per ogni elevazione in funzione di FC.

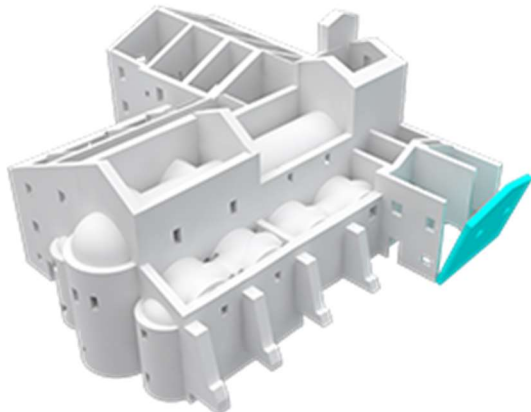
- *Calcolo delle PGA – SLV (NTC 2008).*

Viene proposta, infine, la verifica delle condizioni di sicurezza nei confronti dello SLV relativamente al meccanismo considerato: viene valutata l'accelerazione di picco su suolo rigido associata al raggiungimento dello specifico Stato Limite in esame, secondo l'approccio semplificato con fattore di struttura<sup>24</sup>. Dai valori ricavati, è possibile confrontare l'accelerazione appena ottenuta con quella di riferimento del proprio stato limite, e determinare l'indice di rischio associato<sup>25</sup>.

Di seguito verranno elencati, per ogni macroelemento individuato, i risultati ottenuti: si ricorda, che la PGA di riferimento vale 0,202 g.

Fronte Nord

**Meccanismo**



**RIBALTAMENTO SEMPLICE**

	Moltiplicatore	PGA - SLV
1° elevazione	0,065	0,101
2° elevazione	0,100	0,115

$IR = (PGA - SLV)/(PGA_{rif}) = 0,46$   
**VERIFICA NON SUPERATA**

<sup>24</sup> Vedi paragrafo 8.1 del capitolo 8.

<sup>25</sup> Vedi paragrafo 7.4 del capitolo 7.



Meccanismo



FLESSIONE VERTICALE

Moltiplicatore	PGA - SLV
0,292	0,217

$$IR = (PGA - SLV)/(PGA_{rif}) = 1,07$$

VERIFICA SUPERATA

Meccanismo



FLESSIONE VERTICALE

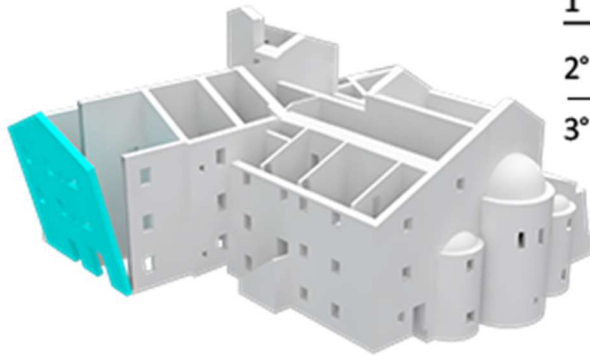
Moltiplicatore	PGA - SLV
0,229	0,203

$$IR = (PGA - SLV)/(PGA_{rif}) = 1,00$$

VERIFICA SUPERATA

Fronte sud

Meccanismo



RIBALTAMENTO SEMPLICE

	Moltiplicatore	PGA - SLV
1° elevazione	0,033	0,052
2° elevazione	0,043	0,064
3° elevazione	0,106	0,061

$$IR = (PGA - SLV)/(PGArif) = 0,26$$

**VERIFICA NON SUPERATA**

Meccanismo



RIBALTAMENTO SEMPLICE

	Moltiplicatore	PGA - SLV
1° elevazione	0,042	0,065
2° elevazione	0,058	0,089
3° elevazione	0,089	0,078

$$IR = (PGA - SLV)/(PGArif) = 0,32$$

**VERIFICA NON SUPERATA**

Fronte est

Meccanismo



RIBALTAMENTO SEMPLICE

	Moltiplicatore	PGA - SLV
1° elevazione	0,065	0,099
2° elevazione	0,136	0,110

$$IR = (PGA - SLV)/(PGA_{rif}) = 0,49$$

**VERIFICA NON SUPERATA**

Meccanismo



RIBALTAMENTO SEMPLICE

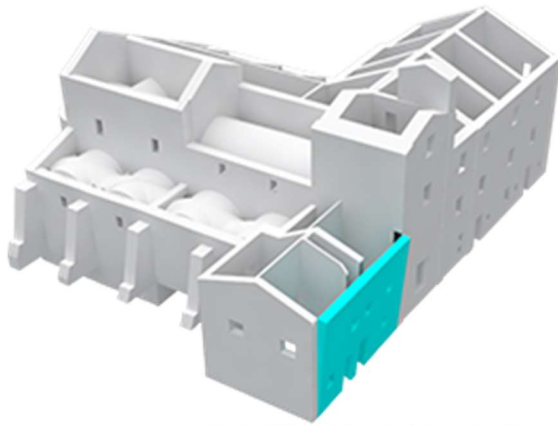
	Moltiplicatore	PGA - SLV
1° elevazione	0,058	0,096
2° elevazione	0,066	0,103

$$IR = (PGA - SLV)/(PGA_{rif}) = 0,47$$

**VERIFICA NON SUPERATA**

Fronte ovest

Meccanismo

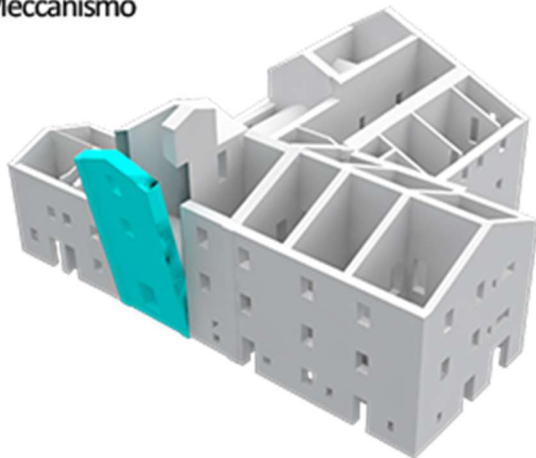


RIBALTAMENTO SEMPLICE

	Moltiplicatore	PGA - SLV
1° elevazione	0,073	0,109
2° elevazione	0,120	0,134

$IR = (PGA - SLV)/(PGArif) = 0,54$   
**VERIFICA NON SUPERATA**

Meccanismo

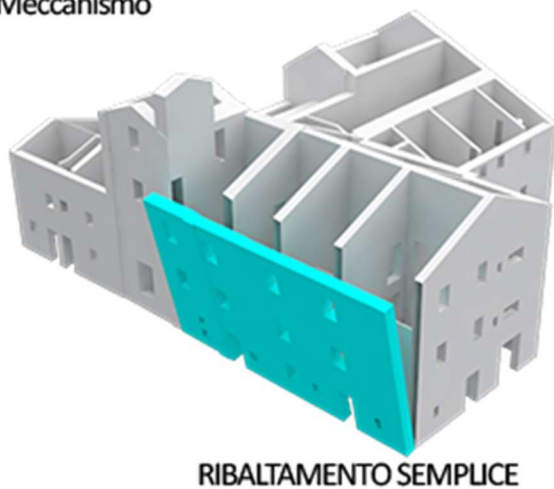


RIBALTAMENTO SEMPLICE

	Moltiplicatore	PGA - SLV
1° elevazione	0,065	0,122
2° elevazione	0,133	0,138
3° elevazione	0,233	0,133

$IR = (PGA - SLV)/(PGArif) = 0,60$   
**VERIFICA NON SUPERATA**

Meccanismo



	Moltiplicatore	PGA - SLV
1° elevazione	0,077	0,121
2° elevazione	0,111	0,133
3° elevazione	0,196	0,095

$$IR = (PGA - SLV)/(PGA_{rif}) = 0,60$$

**VERIFICA NON SUPERATA**

I risultati mostrano chiaramente che per meccanismi locali la struttura è molto vulnerabile in quanto gli indici di rischio sono per la maggior parte inferiori ad 1, ed i moltiplicatori assumono valori molto bassi: per tutti i casi di ribaltamento delle pareti, si raggiunge lo 0,1 soltanto considerando l'attivazione della cerniera cilindrica all'ultima elevazione, mentre in un paio di casi tutti i quanti i moltiplicatori si attestano sotto questo valore, quindi i meccanismi sono facilmente attivabili.

In ultima analisi sarebbe opportuno ripensare il sistema strutturale dell'edificio applicando alcuni presidi: solai rigidi, sia per migliorare il comportamento deformativo, sia per costituire un vincolo strutturale a quella quota, specialmente in copertura; sistemi quali cordoli in copertura o tiranti per contenere le pareti nei punti in cui gli spostamenti sono maggiori ed evitare ribaltamenti.

## 10. CONCLUSIONI

Lo scopo perseguito nel presente lavoro di tesi è stato quello di valutare la resistenza e la vulnerabilità sismica dell'edificio oggetto di studio: l'abbazia di Sant'Urbano, situata nel comune di Apiro (MC).

La tesi sviluppa un confronto dei risultati ottenuti nei due casi analizzati, proponendo nel primo un'analisi soltanto della chiesa e nel secondo un'analisi di tutti gli edifici: considerando il complesso di edifici nella sua interezza, emerge un lieve miglioramento delle prestazioni sotto il profilo della resistenza e degli spostamenti raggiunti nelle curve di capacità.

Questo risultato è comprovato dal fatto che l'abbazia presenta un apparato strutturale distante dalla tipica concezione scatolare di un edificio in muratura, quali pareti ortogonali geometricamente regolari e ben collegate o solai rigidi a tutte le quote, ma presenta pareti snelle che coprono grandi luci e soffitti voltati in muratura. L'interazione con gli edifici annessi permette una diffusione più uniforme delle fessurazioni, a causa del maggior numero di elementi che contrastano l'azione sismica, nonostante comunque le zone critiche siano localizzate per lo più nelle pareti di confine tra i due stabili, strutturalmente differenti.

Dai risultati ottenuti, emerge quanto il complesso sia vulnerabile sia dal punto di vista globale che da quello locale, in quanto la maggior parte delle verifiche previste dalla normativa corrente (in termini di indici di rischio) non siano soddisfatte.

In conclusione, sarebbe opportuno operare con dei presidi allo scopo di aumentare la rigidità e correggere il funzionamento strutturale del complesso, per prevenire danni causati da terremoti che accadranno in futuro.

## BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

### Riferimenti normativi

D.M. 17 gennaio 2018: *“Norme Tecniche per le Costruzioni 2018”*.

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7.

### Documentazione storica e tecnica

Abbazia di Sant’Urbano, <http://www.abbaziadisanturbano.it/>.

Albanesi T., Nuti C., Dipartimento strutture Roma Tre, (2007) *“Analisi statica non lineare”*.

Bolognini D., Braggio C, Maegenes G., *“Metodi semplificati per l’analisi non lineare di edifici in muratura”*.

Caliò I., Marletta M., Pantò B., *“Vulnerabilità sismica delle chiese a una navata nel Val di Noto”*.

Cherubini A., (2001) *“Arte medievale nella Vallesina: una nuova lettura”*, Effeci Edizioni.

INGV, <http://terremoti.ingv.it/it/ultimi-eventi/1001-evento-sismico-tra-le-province-di-rieti-e-ascoli-p-m-6-0-24-agosto.html#>,

<https://ingvterremoti.wordpress.com/tag/italia-sismica-2/>,

<https://ingvterremoti.wordpress.com/2016/08/26/sequenza-sismica-in-italia-centrale-la-sismicita-storica-dellarea/>, <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>,

<http://www.mi.ingv.it/pericolosita-sismica/>.

Lenci S., Quagliarini E., Vallucci S., (2013) *“Costruzioni storiche in muratura. Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi”*, Wolters Kluwer.

Luoghi del silenzio, [http://www.luoghidelsilenzio.it/marche/01\\_abbazie/index.htm](http://www.luoghidelsilenzio.it/marche/01_abbazie/index.htm).

Midas FEA, *Analysis and Argorithm*.

Midas, *Analisi non lineare di strutture in muratura e miste*, csp fea.

Olivito R.S., *“Statica e stabilità delle costruzioni murarie”*, Pitagora Editrice Bologna.

Piva P., (2012), *“Il Romanico nelle Marche”*.

Protezione civile, <http://www.protezionecivile-imbersago.com/rischio-sismico.html>.

Teknoring, (2019) <https://www.teknoring.com/news/norme/ntc18-la-muratura-portante-eucentre/>, <https://www.teknoring.com/news/restauro/costruzioni-storiche-muratura-analisi-post-sisma/>.

Tracciatori, <http://www.tracciatori.com/it/servizi/rilievi-laser-scanner>.

Wikipedia, [https://it.wikipedia.org/wiki/Abbazia\\_di\\_Sant%27Urbano](https://it.wikipedia.org/wiki/Abbazia_di_Sant%27Urbano).



## RINGRAZIAMENTI

I primi ringraziamenti vanno al Professore Stefano Lenci e all'Ingegnere Francesco Clementi, rispettivamente relatore e correlatore di questa tesi, per aver costruito insieme a me questo lavoro e per avermi seguita e sostenuta durante tutto il percorso sia nelle problematiche sia nei risultati. Ringrazio Ersilia Giordano, la dottoranda che mi ha aiutato a risolvere le questioni più spinose, apparentemente irrisolvibili, con tranquillità e gentilezza. Ringrazio Gessica Carnevali, una ragazza che con pazienza mi ha dato dei consigli utilissimi.

Un doveroso ringraziamento va a Francesco Giorgini e a tutto il gruppo Loccioni, i quali mi hanno permesso di studiare l'edificio e fornito una gran quantità di materiale, senza il quale questo lavoro non avrebbe avuto inizio.

Il pensiero più grande e profondo in assoluto va alla mia famiglia. In primis ci sono mamma e papà, per la fiducia dimostrata fin dall'inizio, per la sopportazione, per avermi aperto gli occhi e mostrato la strada nei momenti difficili. Insieme a loro c'è mio fratello Lorenzo, c'è sempre stato e ci sarà sempre come nessun altro, anche senza bisogno di dire niente; ringrazio Chiara Marracino, una spalla su cui posso contare ad occhi chiusi.

Ringrazio Giuseppe Francesco, una persona davvero bella e speciale, che senza volere nulla in cambio ha saputo capirmi, apprezzarmi, aiutarmi nel momento più difficile di quest'anno e sostenermi in tutta la realizzazione di questo lavoro.

Ringrazio la mia seconda famiglia, i miei amici: quelli di una vita che ci sono sempre, quelli conosciuti di recente che mi hanno dimostrato tanto, quelli che anche da lontano hanno risposto ad ogni appello, o quelli più vicini che non mi abbandonano mai, accompagnandomi in ogni traguardo raggiunto in questi anni; ringrazio in particolar modo Elena (anche se non vuole essere chiamata così) perché in quest'ultimo anno è stata fondamentale.

Ringrazio i miei compagni di viaggio dell'università: in primis Camilla, la mia *scribana* e *cintaia* preferita, la persona che più di tutti ha reso questi anni irripetibili, vera amica fuori e dentro l'università (...anche oggi *tacchino compagno!!*), partner di mille lavori e compagna di altrettante esperienze, ansie, risate, pianti, festeggiamenti (praticamente quasi tutto), mi ha aiutata a crescere ed insegnato tante cose, e ho capito che per quanto siamo diverse lei è l'amica che mi completa. Giulia, una persona davvero unica, gentile, dolce e generosa, davvero molto paziente, che sceglie le proprie amicizie con cura e per questo mi fa molto piacere che io faccia parte di quelle; come a lei promesso, ringrazio Paganini, indispensabile in questi mesi come antistress. Ringrazio Francesca, che mi conosce dal liceo, amica sincera e leale, con la quale ho condiviso tutte le esperienze di questi ultimi anni. Ringrazio Serena, una ragazza dal cuore d'oro, una delle persone più buona e dolce che conosca, sempre pronta a fare grandi chiacchierate e a portare un sorriso nei momenti più bui. Ringrazio quelli con cui ho instaurato un legame, che sia finito o ancora duraturo, perché da ognuno ho imparato qualcosa.

Infine ringrazio le ragazze del mio gruppo di danza: Samantha, Roberta, Chiara, le Vecchie Glorie, Valentina, Alessandra e tutte le altre; con loro condivido il mio tempo libero da 13 anni, mi hanno accolta che ero una bambina e vista crescere, mi è stato insegnato da tutte loro moltissimo sotto tanti punti di vista, soprattutto quello umano, per me stare con loro è come stare a casa.

Concludo con un pensiero rivolto a nonna Amelia, che se ne è andata lo scorso settembre, ed avrebbe voluto tanto vivere e celebrare con me questo momento.

*Veronica*