



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PALERMO

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**DICAM, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei
Materiali**

**VULNERABILITA' SISMICA
DI UN EDIFICIO IN MURATURA
NEL CENTRO STORICO DI MODICA**

Tesi di laurea Magistrale di:

Gaspere Perez

Relatore:

Prof.re Piero Colajanni

Prof.re Calogero Cucchiara

Correlatore:

Ing. Gabriele Testa

ANNO ACCADEMICO 2015-2016

	Pagina
INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1: Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura	7
1.1 Indicazioni normative per edifici esistenti in muratura	7
1.2 Metodi di analisi globale nel rispetto della Normativa Italiana Vigente	13
1.2.1 Analisi Statica Lineare	14
1.2.2 Analisi Dinamica Lineare	17
1.2.3 Analisi Statica non Lineare	21
1.2.4 Analisi Dinamica non Lineare	37
CAPITOLO 2: Il caso studio: edificio in muratura a 3 piani irregolare parzialmente ingrottato	40
2.1 Caratterizzazione e inquadramento territoriale del caso studio	40
2.2 Descrizione geometrica e strutturale del caso studio	42
CAPITOLO 3: Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale	52
3.1 Ruolo delle connessioni tra elementi strutturali nella risposta globale di un edificio in muratura	52
3.2 Modellazione Equivalente delle Strutture Voltate	57
3.3 Applicazione della Modellazione Equivalente delle Strutture Voltate al caso studio	64
3.4 Fase di validazione dei risultati sperimentali	66

3.5	Commento alla Modellazione equivalente	73
3.6	Studio di modelli teorici semplificati per ottenere la rigidezza delle strutture voltate	77
3.6.1	Studio sulla Volta a botte	80
3.6.2	Studio sulla Volta a padiglione	86
 CAPITOLO 4: Analisi dei Carichi e Calcolo Forze Sismiche		101
4.1	Analisi dei carichi edificio	101
4.2	Calcolo delle forze sismiche	105
4.3	Calcolo della forza sismica generata dalle masse delle strutture voltate	115
 CAPITOLO 5: Problematiche di modellazione per edifici in muratura: Metodo SAM		117
5.1	Problematiche di una modellazione 3D dell'edificio	117
5.2	Il Metodo SAM	119
5.3	Il software 3Muri: applicazione metodo SAM e principi di funzionamento	121
5.3.1	Macroelemento Maschio	127
5.3.2	Macroelemento Fascia	131
 CAPITOLO 6: Analisi Globale di Pushover tramite software 3Muri		134
6.1	Creazione del modello e impostazione parametri analisi	134
6.2	Modellazione degli orizzontamenti	149
6.3	Considerazioni sull'influenza dell'ingrottamento nell'Analisi Globale	153
6.4	Risultati delle Analisi di Pushover	158

6.4.1 Direzione +X	158
6.4.2 Direzione -X	161
6.4.3 Direzione +Y	165
6.4.4 Direzione -Y	168
6.5 Confronto tra le diverse modellazioni degli orizzontamenti	172
6.5.1 Confronto Direzione +X	175
6.5.2 Confronto Direzione -X	176
6.5.3 Confronto Direzione +Y	177
6.5.4 Confronto Direzione -Y	178
6.5.5 Commenti ai confronti	179
CAPITOLO 7: Studio di due Meccanismi di collasso Locale di ribaltamento semplice	181
CONCLUSIONI	192
Bibliografia	196

Introduzione

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo, per la sua particolare posizione geografica, nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica. La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della Penisola, lungo la catena montuosa appenninica, in Calabria e in Sicilia e in alcune aree settentrionali, come il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale. Solo la Sardegna non risente particolarmente di eventi sismici.

Va rilevato che il rischio sismico è determinato dalla combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione; in pratica, il rischio sismico è la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di natura, qualità e quantità dei beni esposti.

La pericolosità sismica indica la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti, ed è una caratteristica fisica del territorio. Se si conoscono la frequenza e l'energia associate ai terremoti che caratterizzano un territorio, si attribuisce un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una data magnitudo in un certo intervallo di tempo, se ne può così definire la pericolosità sismica del territorio. La pericolosità sismica sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo, a parità di intervallo di tempo considerato.

Le conseguenze di un terremoto dipendono anche dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa

sismica. La predisposizione di una costruzione a subire danni durante un evento sismico si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno i danni e quindi le conseguenze. Infine, la maggiore o minore presenza di beni esposti al rischio, la possibilità cioè di subire un danno economico, ai beni culturali, la perdita di vite umane, è definita esposizione.

Il patrimonio edilizio italiano, sia in ambito nazionale che regionale, presenta un rilevante deficit di protezione sismica. Fra le costruzioni storiche, gli edifici in muratura, spesso costruiti senza criteri e dettagli in grado di mitigare la vulnerabilità sismica, sono fra i più vulnerabili. Anche molte strutture in cemento armato costruite negli ultimi 40 anni, attualmente collocate in zone considerate sismiche, sono state progettate e realizzate in anni in cui la classificazione sismica non era vigente. È quindi facile intuire che il parco edilizio che necessiterebbe di interventi di consolidamento/miglioramento antisismico, è piuttosto ampio.

Ecco perché, all'interno della Normativa vigente, vengono definiti alcuni passaggi fondamentali delle procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti, individuati nell'analisi storico-critica, nel rilievo geometrico-strutturale, nella caratterizzazione meccanica dei materiali, nella definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza, nella definizione delle azioni e nella relativa analisi strutturale. La norma sottolinea poi come i valori delle resistenze meccaniche dei materiali debbano essere valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono

dalle classi di materiali previste nelle norme per le nuove costruzioni; in base al rilievo geometrico della costruzione, alle indagini visive, prove in situ o prove di laboratorio è possibile definire il Livello di Conoscenza della costruzione e di conseguenza il Fattore di Confidenza da adottare nell'analisi e nella verifica della costruzione. Nell'eseguire un progetto di miglioramento sismico, una volta completata la fase di conoscenza della struttura, è necessario eseguire un'analisi del comportamento della struttura sotto gli effetti dell'azione sismica. A tal fine sarà necessario costruire un modello della struttura, più o meno semplificato in relazione al tipo di analisi che si intende eseguire. Ricordando che per la valutazione della vulnerabilità sismica di una struttura esistente, l'analisi statica non lineare è certamente la procedura più idonea, si evidenzia che indipendentemente dal tipo di analisi prescelto, un ruolo chiave nel definire il comportamento della struttura è giocato dalla modellazione del comportamento offerto dagli orizzontamenti dell'edificio (solai, coperture, volte).

Gli orizzontamenti, infatti, oltre ad avere la funzione di assorbire e ripartire i carichi verticali, dovrebbero anche essere in grado di ripartire le azioni orizzontali. Perché ciò possa avvenire è necessario che siano verificate due condizioni: che l'orizzontamento sia sufficientemente rigido nel suo piano (quindi abbia un valido comportamento a lastra) e che il collegamento tra gli elementi resistenti verticali (pilastri, maschi murari, ecc.) e l'orizzontamento stesso sia idoneo a garantire il trasferimento degli sforzi che si possono generare. Nella modellazione, particolare attenzione va posta quando la configurazione in pianta risulta di forma molto

allungata o comunque non compatta: in quest'ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, soprattutto se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non ne riducano significativamente la rigidezza.

Secondo le attuali indicazioni Normative Italiane, gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali massimi in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido. Gli orizzontamenti piani di moderna costruzione possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, realizzati in c.a., oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore o in struttura mista con soletta in c.a. di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali di solaio in acciaio e legno, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Molto spesso però, in edifici di vecchia costruzione, sono presenti orizzontamenti flessibili, che influenzano la risposta globale dell'edificio all'azione sismica. Infatti risulta ridotto l'effetto di accoppiamento che può essere fornito dal diaframma orizzontale. Nella pratica tecnica, in modo qualche volta eccessivamente semplificato, viene trascurato l'effetto di collegamento degli impalcati non rigidi, e il comportamento degli elementi resistenti verticali viene modellato come indipendente, dando luogo a meccanismi di collasso locali. All'interno della categoria di solaio flessibile rientrano tipologie quali solai in legno (a singolo o doppio

tavolato) e le strutture voltate, largamente presenti negli edifici in muratura, per i quali una accurata modellazione all'interno di procedure non lineari finalizzate ad analizzare il comportamento globale non ne risulta immediata.

E' allora evidente che per avere un quadro completo della vulnerabilità sismica di un edificio esistente, non realizzato quindi nel rispetto della Normativa vigente e dotato di particolari costruttivi particolarmente deboli contro le azioni sismiche, è assolutamente necessaria avvalersi di metodi di analisi di tipo non lineare, a maggior ragione se il materiale costruttivo ha carattere fortemente non-lineare, come la muratura.

In tale contesto, nella tesi, dopo aver presentato gli strumenti offerti dalla Normativa Italiana per l'analisi degli edifici esistenti in muratura, e le indicazioni presenti nella Circolare applicativa riguardo le fasi di conoscenza sugli edifici esistenti in muratura, sono stati studiati alcuni metodi presenti in letteratura finalizzati alla modellazione semplificata dell'azione irrigidente fornite da alcuni tipi di volta mediante la definizione di orizzontamenti piani di rigidezza equivalente. Se ne è verificata l'accuratezza nell'applicazione ad un caso studio attraverso analisi di dettaglio agli elementi finiti, limitate però al campo lineare. Successivamente, dopo avere adattato il metodo proposto in letteratura al caso studio sulla base dei risultati delle analisi FEM, è stata valutata la vulnerabilità sismica attraverso l'analisi statica non lineare, confrontando i risultati ottenuti al variare delle modellazioni dell'effetto irrigidente fornito dalle volte. Ai fini di una corretta modellazione dell'edificio, sono stati studiati i modelli proposti in

letteratura, tra cui il Metodo SAM, che propone una modellazione tramite elementi finiti monodimensionali, di tipo *beam*, sia per i maschi murari che per le fasce di piano, e di elementi finiti bidimensionali, di tipo *shell*, per gli orizzontamenti.

Infine sono stati analizzate le influenze che le azioni esercitate dalle strutture voltate esercitano sulla valutazione della vulnerabilità tramite due semplici meccanismi locali di rottura di parete per flessione, secondo le prescrizioni dettate dalla Normativa Italiana per le costruzioni esistenti in muratura.

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

1 - Indicazioni normative per edifici esistenti in muratura

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia, da un lato per l'elevata vulnerabilità, soprattutto rispetto alle azioni sismiche, dall'altro per il valore storico architettonico-artistico-ambientale di gran parte del patrimonio edilizio esistente. A ciò si aggiunge la notevole varietà di tipologie strutturali, quali, ad esempio nell'ambito delle strutture murarie, quelle che scaturiscono dalle diversificazioni delle caratteristiche dell'apparecchio murario e degli orizzontamenti, e dalla presenza di catene, tiranti ed altri dispositivi di collegamento.

Ecco perché, all'interno della Normativa vigente, vengono definiti alcuni passaggi fondamentali per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti, individuati nell'analisi storico dell'edificio oggetto di studio, nel rilievo geometrico-strutturale e nella caratterizzazione meccanica dei materiali attraverso prove di laboratorio e *in situ*, nella successiva definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza.

La Normativa Italiana sottolinea come i valori delle resistenze meccaniche dei materiali debbano essere valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi previste nelle norme per le nuove costruzioni; in base al rilievo geometrico della costruzione, alle indagini visive, prove *in situ* o prove di

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

laboratorio è possibile definire il Livello di Conoscenza della costruzione e di conseguenza il Fattore di Confidenza da adottare nell'analisi e nella verifica della costruzione.

Si riporta quanto indicato nell'Appendice al Capitolo 8 della Circolare Applicativa alla NTC del 2009:

- il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, quali i collegamenti solaio-elemento verticale, oppure i collegamenti tra pareti ortogonali, e indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali costruttivi presenti, quali malte, mattoni, pannelli in muratura disordinata, legno; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1**;
- il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali, ricordati poc'anzi; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.2**;
- il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali ricordati poc'anzi; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.35**.

Si ricorda che *verifiche e indagini esaustive* vuol dire eseguire almeno 3 prove, tra cui prove di compressione, trazione e taglio e indagini con martinetti piatti, su ciascun tipo di muratura presente nell'edificio, *verifiche e indagini estese* vuol dire eseguire almeno una prova di quelle riportate sopra su ciascun tipo di muratura presente nell'edificio, mentre *verifiche e indagini limitate* vuol dire eseguire esami visivi e non sono richieste prove sperimentali di nessun genere.

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

- se è raggiunto il Livello di Conoscenza 1, per le resistenze dovranno essere usati i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, mentre per i moduli elastici i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta;
- se è raggiunto il Livello di Conoscenza 2, per le resistenze verranno usati i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, mentre per i moduli elastici i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta;
- se è raggiunto il Livello di Conoscenza 3 ci sono tre possibilità:

caso a), nel caso siano disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza, per quanto riguarda le resistenze verrà usata una media dei risultati delle prove, e anche per i moduli elastici verrà usata una

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione;

caso b), nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza, per le resistenze, se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale. Per i moduli elastici vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a);

caso c), nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza, nel caso delle resistenze, se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale. Per i moduli elastici vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Figura 1 : Tabella C8A.2.1 della Circolare NTC 2009

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

Si comprende quindi ancora meglio quanto siano problematiche l'analisi di edifici esistenti e eventuali conseguenti interventi di miglioramento/adequamento sismico, se non accompagnate da un adeguato Livello di Conoscenza e adeguate indagini conoscitive sugli elementi strutturali. Molto spesso però, è impossibile eseguire accurate indagini, sia per la ritrosia dei proprietari degli immobili a permettere indagini di tipo semi o interamente distruttive, sia per la valenza dei manufatti, quali chiese, edifici storici di pregio architettonico. In assenza di un quadro dettagliato della consistenza del manufatto, si palesa la necessità, sottolineata dalla Normativa Italiana, ad eseguire sia analisi di tipo globale che analisi di tipo locale, soprattutto nel caso in cui le strutture studiate abbiano una geometria complessa o non siano presenti efficaci collegamenti tra elementi strutturali verticali e elementi strutturali orizzontali così come orizzontamenti sufficientemente rigidi. In tale contesto la Normativa consente di *effettuare la verifica globale attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.*

2 – Metodi di analisi globale nel rispetto della Normativa Italiana Vigente

Vengono ora presentati le indicazioni della più recente Normativa italiana per una corretta valutazione della vulnerabilità in un'analisi di tipo globale; si ricorda che la NTC 2008, rispetto alle precedenti Normative, introduce una classificazione sismica valutata in base sia all'accelerazione massima attesa al sito, sia in base ai diversi Stati limite e quindi periodi di ritorno degli eventi sismici. In base a ciò, quindi, molte zone dell'Italia sono considerate zone sismiche anche se in passato non vi rientravano, il che ha portato la comunità scientifica e il legislatore a sviluppare una moltitudine di modelli e metodologie, differenti per applicazioni e risultati offerti.

Vengono quindi ora riportati i modelli per le analisi globali, mentre si rimanda all'appendice per i modelli necessari per le analisi dei meccanismi locali; si ricorda l'importanza che la Normativa pone nell'eseguire entrambe le analisi (globali/locali) per edifici vulnerabili come quelli in muratura, come sottolineato nel Paragrafo precedente.

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

Maggiore importanza verrà data, nella descrizione delle analisi di tipo globale, alle analisi di tipo non lineare, per tutte le problematiche esposte in precedenza riguardo la non linearità del materiale muratura e della risposta agli eventi sismici.

2.1 - Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata a condizione che il periodo del modo di vibrare fondamentale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza. Per quanto riguarda le costruzioni in muratura, l'analisi statica lineare si può applicare anche se la struttura non è regolare in altezza, a patto di usare λ (vedi sotto) pari ad 1.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

dove H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per edifici con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per edifici con struttura a telaio in calcestruzzo e 0,05 per edifici con qualsiasi altro tipo di struttura. L'entità delle forze si ottiene

dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del primo modo di vibrare, immaginando quindi la struttura al pari di un oscillatore elementare che vibra secondo il primo modo.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \times \left(\frac{W_i z_i}{\sum_{j=1}^N W_j z_j} \right)$$

dove:

- F_h è la forza sismica allo stato limite considerato $F_h = \lambda * (W_{TOT})/g * S_d(T_1)$; λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre piani, mentre è pari a 1 se i piani sono inferiori a 3
- F_i è la forza orizzontale sismica da applicare al piano i-esimo;
- W_i e W_j sono i pesi sismici del piano i e del piano j, calcolati successivamente;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto allo spiccatto di fondazione, dei piani i e j;

Nel caso di progetto della struttura in campo elastico possiamo ricavare la forza sismica prendendo direttamente l'ordinata dello spettro di risposta elastico (ricavata dagli spettri di risposta NTC08 in funzione del periodo fondamentale della struttura). Se invece siamo nel caso di progetto allo SLU, possiamo tenere conto delle capacità dissipative della struttura riducendo le forze elastiche di

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

progetto agenti sulla struttura. Questa riduzione viene effettuata tramite l'introduzione del fattore di struttura q :

$$q = \frac{F_{elastica}}{F_y}$$

dove F_y è la resistenza che si attribuisce alla struttura.

Il valore di q viene fornito dalla NTC (7.3.1):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Figura : calcolo del fattore di struttura secondo Normativa

Dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_l tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- α_u e α_l sono i moltiplicatori delle forze di progetto rispettivamente nella condizione di collasso della struttura (per la presenza di troppe cerniere plastiche) e formazione della prima cerniera plastica nella struttura;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per

costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Il paragrafo C8.7.1.2 della Circolare 2 febbraio 2009 n° 617, fornisce i seguenti valori di riferimento per edifici esistenti: q pari a 2,0 α_u/α_1 per edifici regolari in elevazione, q pari a 1,5 α_u/α_1 negli altri casi.

Per una valutazione più precisa del rapporto α_u/α_1 si deve procedere con un'analisi non-lineare e un'analisi della curva di capacità relativa alla struttura.

Noto q possiamo quindi abbattere lo spettro elastico e ricavarci lo spettro di progetto S_d , per calcolare la Forza Sismica di progetto e quindi le sollecitazioni sugli elementi strutturali.

2.2 - Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto dell'edificio, considerato con comportamento elastico, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione T , da uno smorzamento convenzionale ξ (pari al 5% per costruzioni civili convenzionali), nonché da una forma di vibrare.

Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando così i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

L'utilizzo dello spettro di risposta caratteristico del sito di realizzazione dell'edificio consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante

in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares o SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = \left(\sum_i E_i^2 \right)^{1/2}$$

dove con E si indica il valore combinato dell'effetto e con E_i il valore dell'effetto relativo al modo i. Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verificano contemporaneamente.

Se non si verifica la situazione menzionata precedentemente (differenza tra i periodi maggiore del 10%) si può usare una seconda regola di combinazione dei modi, la CQC (complete quadratic combination), secondo l'espressione:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

Figura 2 : regola di combinazione tratto da capitolo 7.3.3.1 delle NTC08

Dove:

- E_j rappresenta il valore dell'effetto relativo al modo j;

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

- ρ_{ij} rappresenta il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato secondo l'espressione riportata di seguito:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

Dove:

- ξ rappresenta lo smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} invece rappresenta il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi.

2.3 - Analisi statica non lineare

Per ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica di una struttura, è necessario disporre di strumenti di analisi che permettano di coglierne il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo. L'analisi dinamica non lineare al passo è indubbiamente lo strumento più completo ed efficace (assumendo ovviamente che il modello strutturale riproduca con accuratezza il sistema reale). La risposta della struttura viene determinata mediante integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a molti gradi di libertà (MDOF) non lineare.

Questo metodo presenta però alcuni aspetti che ne impediscono un diffuso impiego nella pratica professionale:

- il comportamento dinamico della muratura è assai difficile da modellare, e non esistono codici di calcolo commerciali;
- la scelta dei parametri che intervengono è delicata ed influenza sensibilmente i risultati
- sono necessarie numerose analisi, ottenute impiegando differenti accelerogrammi opportunamente selezionati per ottenere un risultato rappresentativo della risposta attesa;
- l'accuratezza dell'analisi va a scapito della semplicità e della rapidità di esecuzione;
- l'interpretazione dei risultati è complessa ed onerosa.

Un'alternativa all'analisi dinamica non lineare, è l'analisi statica non lineare che, conservando una notevole semplicità d'uso e di

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche lineari, consente stime realistiche ed affidabili della risposta strutturale anche in campo non lineare. Questo tipo di analisi comprende essenzialmente due aspetti:

1. La determinazione di un legame forza-spostamento (*curva di capacità* o *curva di push-over*), rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta o di *push-over*;
2. La valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (*performance point*), raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

In letteratura sono presenti vari approcci all'analisi statica non lineare, ma i caratteri essenziali possono essere così sintetizzati:

DOMANDA	definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica attesa nel sito.
CAPACITA'	definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità ed esecuzione di una analisi di pushover.
RISPOSTA	definizione di un sistema SDOF equivalente; determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente; conversione delle risposte del sistema SDOF equivalente in quella del sistema MDOF.
VERIFICA	definizione dell'obiettivo prestazionale: stati limite corrispondenti ad un evento sismico di data intensità; verifica della accettabilità della risposta globale e locale.

Tabella 1: Caratteristiche fondamentali dell'analisi statica non lineare

L'analisi di *push-over* o analisi di spinta (letteralmente *push-over* significa "spingere oltre") consiste quindi nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa, o un parametro di controllo di

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la “spinta” si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito. Essa è in sostanza una tecnica di soluzione incrementale iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

L’analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità (definita nel successivo paragrafo), che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente.

Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza k , collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento.

La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale mostrato in figura).

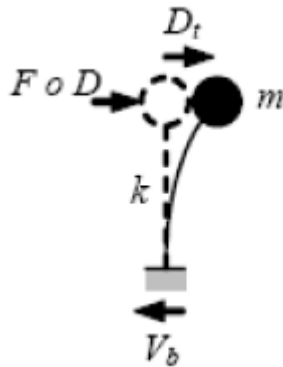


Figura 3 : Sistema ad un solo grado di libertà (SDOF)

Un caso evidente di struttura riconducibile ad un sistema SDOF è quello delle pile da ponte che possono considerarsi, con buona approssimazione, pendoli rovesci ossia oscillatori semplici in cui la totalità della massa (impalcato, pulvino e fusto della pila) è concentrata in testa mentre la rigidità del sistema può attribuirsi ad un elemento di massa nulla (il fusto della pila stessa).

Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$D = \alpha * d$$

oppure

$$F = \beta * f$$

Fissato arbitrariamente il valore di d o f , il fattore moltiplicativo α o β viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di α o β corrisponde quindi un valore di D o F , che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema.

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base V_b e lo spostamento con quello della massa D_t :

Nel caso di sistemi MDOF, l'approccio è simile, con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento.

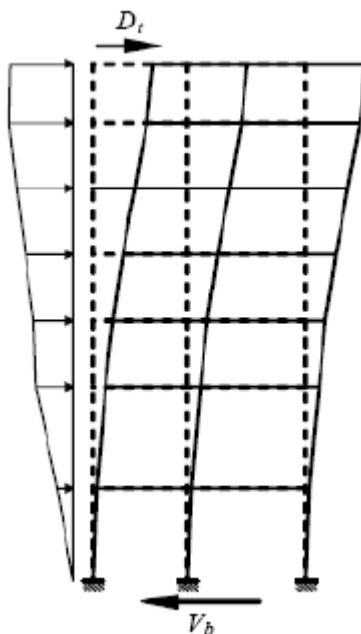


Figura 4: Sistema a più gradi di libertà (MDOF)

La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità.

Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio anche se, in realtà, questa scelta non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità. Si parlerà successivamente dell'importanza della scelta del nodo di controllo adatto per cogliere il giusto e completo comportamento non lineare del sistema.

Il risultato di un'analisi di push-over è quindi la definizione della *curva di capacità* (o *curva di push-over*) della struttura, ossia della curva forza-spostamento espressa in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t), che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

In figura presente giù sono diagrammati i legami forza-spostamento rappresentativi di tre possibili comportamenti, caratterizzati da un iniziale tratto elastico lineare fino alla soglia di snervamento (rappresentato da un ramo sostanzialmente lineare) seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*).

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

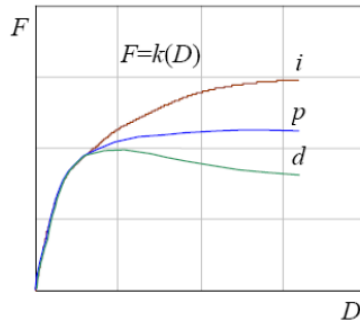


Figura 5: Possibili curve di capacità di un sistema reale

Nel caso più complesso, ma di maggiore interesse, di sistemi MDOF, la curva di capacità mostra andamenti analoghi caratterizzati ancora da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare.

La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica) e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente, può essere quindi considerato come una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura.

Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi equivalente dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

Quando un terremoto induce uno spostamento sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale.

Quando si intende analizzare la risposta di strutture reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari o trilineari come mostrato a titolo di esempio nei diagrammi in figura.

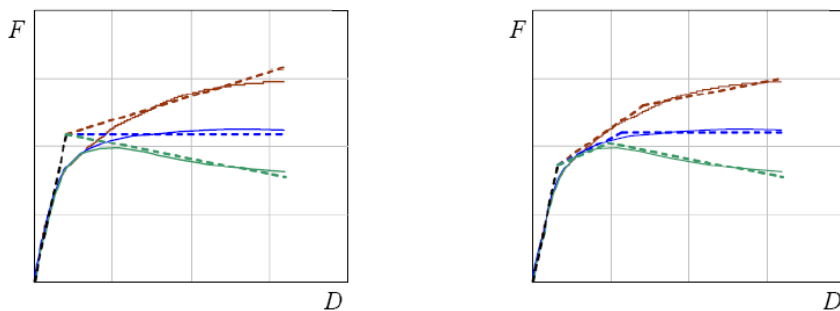


Figura 6: Linearizzazioni bilineari (a) e trilineari (b) della curva di capacità di un sistema reale

Si osservi che le linearizzazioni mostrate presentano lo stesso tratto elastico lineare e lo stesso punto di primo snervamento. Questo è solo un modo scelto per presentare alcune possibili linearizzazioni e non una condizione necessariamente da rispettare. Infatti non esiste un unico criterio per linearizzare la curva di capacità. In linea di principio la curva è tanto più accurata quanto più il tratto lineare approssima il reale andamento curvilineo nell'intorno del punto che

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

rappresenta la risposta attesa. Il comportamento del sistema può quindi essere idealmente schematizzato con un ramo elastico lineare fino allo snervamento e con un ramo post-elastico incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d).

In questo modo la curva di capacità bilineare, per un certo spostamento D , risulta completamente definita da due parametri:

- la rigidità elastica iniziale K_e che risulta proporzionale alla tangente all'origine alla curva di capacità;
- la forza di snervamento F_y .

All'interno del paragrafo 7.3.4.1 delle NTC08 viene precisato che:

“L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.”

L'analisi, effettuata in controllo di spostamento, deve essere eseguita fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo

valore di picco. Si calcola in corrispondenza di tale valore lo spostamento massimo (d_c) alla base dell'edificio generato dalla distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo di spostamento dell'edificio.

Nel paragrafo 7.8.1.6 la norma richiede che la curva di capacità bilineare del sistema equivalente (SDOF) sia costituita da due rette: la prima retta è passante per l'origine e interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta dovrà essere parallela all'asse degli spostamenti e tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente (in Figura in esempio dovrà risultare che Area 1 + Area 3 = Area 2).

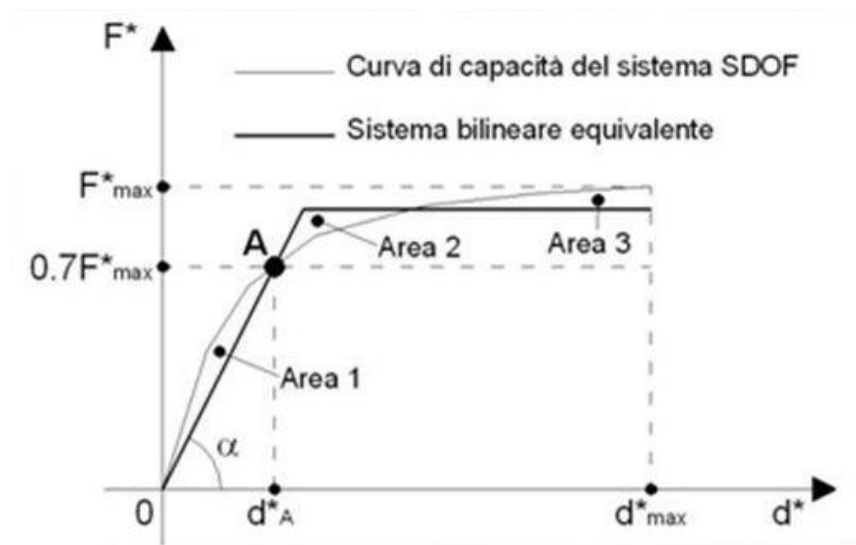


Figura 7: Sistema bilineare equivalente

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

Per quanto riguarda le forze da utilizzare all'interno dell'analisi, la norma precisa che si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2)

- **Gruppo 1-** Distribuzioni principali:

a) distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 *a)*;

b) distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;

c) distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .

- **Gruppo 2-** Distribuzioni secondarie:

a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

In particolare per le costruzioni in muratura la norma precisa al paragrafo 7.8.1.5.4 che *“L’analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%.”*

Inoltre per le costruzioni esistenti in muratura, all’interno della Circolare nel paragrafo 8.7.1.4 viene consentito l’utilizzo dell’analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo.

Queste ulteriori prescrizioni presenti nella norma, relativamente alla percentuale della massa partecipante al primo modo di vibrare della struttura per gli edifici in muratura, e in particolare per quelli esistenti, vengono fornite in quanto per questa particolare categoria di edifici risulta difficile far attivare una percentuale di massa partecipante significativa anche per il modo di vibrare fondamentale della struttura. Tali difficoltà sono prevalentemente legate alla mancanza in molti edifici di orizzontamenti rigidi in grado di generare un comportamento “scatolare ed omogeneo” della struttura quando questa è sottoposta all’azione sismica. Inoltre l’analisi non lineare statica condotta nei modi previsti dalle NTC08 può

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tener conto di questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva, che tra l'altro si presuppone che riesca a seguire la formazione delle cerniere plastiche nella struttura e che riesca cogliere il comportamento ultimo di una struttura che va in crisi con un meccanismo di piano debole formatosi alla base.

Si riportano di seguito le diverse fasi della procedura di push-over.

1. Determinazione del legame forza-spostamento generalizzato:

Si applicano incrementalmente particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali alla struttura soggetta ai carichi gravitazionali; si sceglie quindi un punto di controllo (solitamente individuato nel baricentro dell'ultimo piano, ma nel caso di strutture in muratura con solai flessibili si può scegliere anche di monitorare lo spostamento medio dei nodi di ultimo piano), si incrementano poi le forze (mantenendo costanti i rapporti tra le forze di piano) fino a determinare il legame tra il taglio alla base $V_b (= \sum F_i)$ e lo spostamento del punto di controllo scelto δ .

2. Determinazione del sistema SDOF bilineare equivalente:

Il legame costitutivo del sistema SDOF equivalente è ottenuto dividendo Taglio e Spostamento per il fattore di partecipazione Γ :

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

Con:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2}$$

definito come il coefficiente di partecipazione del primo modo essendo Φ la prima forma modale normalizzata rispetto al punto di controllo (baricentro delle masse dell'ultimo piano).

Tale legame si approssima con un legame elasto-plastico perfetto con punto di snervamento in:

$$F_y^* = F_{bu} / \Gamma$$

$$d_y^* = F_y^* / k^*$$

dove F_{bu} è la resistenza massima dell'edificio e k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente ottenuta dall'equivalenza energetica (uguaglianza aree sottese in Figura 5.1).

Il sistema bilineare è caratterizzato da un periodo elastico ed una massa equivalenti definiti come:

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

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \phi_i$$

3. Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema bilineare equivalente:

La risposta del sistema bilineare equivalente si determina utilizzando lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$, a seconda se il sistema SDOF equivalente sia più o meno rigido:

$$\text{se } T^* < T_C \Rightarrow d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

$$\text{se } T^* \geq T_C \Rightarrow d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

q^* viene definito come

$$q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

4. Conversione della risposta equivalente in quella effettivo dell'edificio:

La configurazione deformata effettiva dell'edificio è data dal vettore degli spostamenti di piano così definito:

$$\mathbf{d} = \Gamma d_{\max}^* \boldsymbol{\phi}$$

2.4 - Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non-lineare, nella quale la struttura viene sottoposta ad un terremoto naturale o artificiale, costituisce ad oggi il metodo più accurato per la valutazione della risposta di una struttura all'azione sismica: l'analisi evolutiva nel tempo permette l'esatta comprensione dei fenomeni dinamici che si innescano e si evolvono sotto l'azione sismica, per tale motivo l'uso delle analisi dinamiche non-lineari è molto apprezzato.

Quanto esposto è valido a maggior ragione per quelle strutture spaziali con irregolarità geometriche, di rigidità e di massa: quest'ultime, per via della loro complessità, presentano fenomeni dinamici specifici e comportamenti difficilmente prevedibili con analisi di tipo statico

Nell'analisi dinamica lineare si prevede la variazione sia della rigidità strutturale (in funzione dello spostamento) sia delle forze orizzontali: per rappresentare numericamente il complesso fenomeno che affronta una struttura durante un evento sismico è necessario, quindi, integrare nel dominio del tempo l'equazione generale del moto includendo gli effetti non lineari per materiale e per geometria.

$$M \ddot{\underline{u}} + C \dot{\underline{u}} + K \underline{u} = -M \underline{I} \ddot{u}_g$$

Supponendo che il telaio analizzato sia piano si ha che: M è la matrice diagonale delle masse, C è la matrice dello smorzamento, di solito ottenuta come combinazione delle altre due, K è la matrice delle

Capitolo 1 – Prescrizioni Normative per edifici esistenti in muratura

rigidezze, I è un vettore unitario ed u è il vettore degli spostamenti di piano.

La funzione scalare $\ddot{u}_g(t)$ rappresenta l'accelerogramma, ovvero l'accelerazione del suolo in funzione del tempo: la normativa prevede una modellazione dell'azione sismica mediante l'uso di accelerogrammi *artificiali*, *simulati* oppure proveniente da reali misurazioni di eventi sismici (*naturali*). Dato che il vettore u è funzione del tempo, si deve effettuare l'integrazione del sistema differenziale con metodi numerici, in particolare si fa riferimento agli algoritmi numerici di integrazione al passo che forniscono la funzione spostamento x al variare del tempo.

Per creare un modello corretto è necessario rappresentare geometricamente gli elementi strutturali, caratterizzarli dal punto di vista meccanico introducendo legami di tipo anelastico, definire accuratamente i vincoli interni ed esterni e stabilire il sisma di progetto (cioè le forze agenti sulla struttura): poiché l'azione sismica è una variabile aleatoria e la risposta strutturale dipende fortemente da questa, come per l'analisi lineare in timehistory, la normativa italiana prevede lo studio della struttura per almeno tre accelerogrammi (spettro-compatibili) diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali.

La ricerca scientifica procede di anno in anno nell'affinamento delle analisi di spinta, necessitando al tempo stesso un metodo di calcolo affidabile e validato che permetta di valutare l'accuratezza dei risultati ottenuti in output dalla analisi di pushover. Tale metodo di calcolo che permette di accertare l'affidabilità dei risultati ottenuti

dalle analisi statiche è l'analisi dinamica non-lineare, in particolare una sua variante denominata IDA (Incremental Dynamic Analysis). L'analisi IDA (Incremental Dynamic Analysis) nasce dalla necessità di voler indagare il comportamento dinamico di una struttura a diversi livelli di intensità sismica, per fare ciò dato un accelerogramma si svolgono diverse analisi dinamiche sulla stessa struttura ma con un input sismico di volta in volta scalato in maniera crescente fino a raggiungere il collasso della struttura o un prefissato livello di deformazione o spostamento.

Capitolo 2 – Il caso studio: edificio in muratura a 3 piani irregolare parzialmente ingrottato

1 – Caratterizzazione e inquadramento territoriale del caso studio

La città di Modica, divenuta nel 2002 Bene dell'umanità dell'Unesco, è situata 15 km a sud dal capoluogo di provincia, Ragusa. La città sorge sulla confluenza di due torrenti (Pozzo dei Pruni e Janni Mauro), il cui letto è stato coperto nei primi anni del Novecento divenendo l'odierno Corso Umberto, asse principale della città. I due fiumi suddividono l'altopiano modicano in quattro colline: Pizzo a nord, Idra ad ovest, Giganta ad est e Monserrato a sud.

La città si trova dunque al centro della Val di Noto che a seguito dell'evento catastrofico del 1693 fu fortemente danneggiata. A seguito di questo evento sismico e dei successivi, si attivò un fenomeno di ricostruzione senza precedenti, evidenziando la volontà di ricostruire nello stesso luogo. Pertanto la ricostruzione non avvenne su una "tabula rasa", ma sulla base di quanto era rimasto sul posto. Modica fu perciò ricostruita nello stesso sito medievale, mantenendo l'impianto urbanistico originale, rimanendo nell'antica collocazione tra le due "cave" con conseguenze negative su diversi aspetti e tra gli altri anche quello di una concezione strutturale legata alla topografia del sito.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

A conferma di quanto detto, da un'analisi globale sulle tipologie costruttive risulta che le unità strutturali più ricorrenti sono le case in muratura che, data la conformazione topografica del sito, caratterizzato dalla presenza di quattro colli sui quali si dispiega il tessuto edilizio, il più delle volte presentano un diverso numero di elevazioni sui differenti fronti; pertanto vi sono unità strutturali caratterizzate dalla presenza di una sola elevazione sul fronte superiore e di due o tre elevazioni su quello inferiore e, sempre a causa della conformazione del sito, la grande maggioranza delle unità strutturali presenta una parte “in grotta”, ovvero un vano scavato nella roccia.

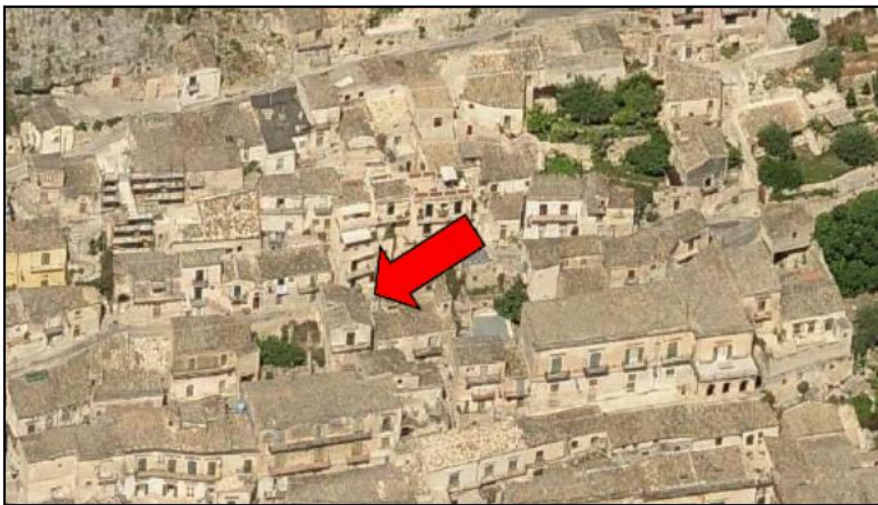


Figura 8: Ubicazione dell'edificio

L'immobile scelto come caso di studio si trova nel quartiere “Cartellone”, in Via Cartellone n.10; il quartiere prende il nome da un grande cartello ben visibile, affisso all'ingresso della zona quasi interamente abitata da ebrei, che avvisava i cristiani che da lì iniziava

Capitolo 2 – Il caso studio: edificio in muratura a 3 piani irregolare parzialmente ingrottato

il quartiere ebraico quando, a partire dal XV secolo, all'epoca della repressione inquisitoriale, si incominciarono a isolare gli israeliti, dando inizio a quella intolleranza religiosa che, a Modica, sarebbe sfociata nell'eccidio del 1474.



Figura 9: Ubicazione dell'edificio

2 – Descrizione geometrica e strutturale del caso studio

L'edificio preso in considerazione è un fabbricato realizzato in muratura disomogenea e disordinata, le cui proprietà meccaniche e geometriche e il cui precario stato di conservazione appaiono analoghi a quelli di diversi fabbricati della zona circostante.

L'edificio presenta elementi costruttivi che rispecchiano fedelmente la tecnica costruttiva modicana, con copertura a due falde e solai a volta tipici. La muratura è costituita da un doppio paramento, ciascuno composto da conci calcarei sbozzati (provenienti da una

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

cava locale), di colore variabile tra il bianco e il giallo paglierino e pietrame informe di piccola dimensione; la tessitura muraria è scadente e lo sfalsamento dei giunti verticali approssimativo.

Fatta eccezione per i cantonali più regolari e di migliore fattura, i conci presentano conformazione irregolare, uno spessore variabile tra i 12 e i 25 cm, un'altezza tra gli 8 e i 18 cm, ed una larghezza tra i 12 ed i 25 cm.



Figura 10: particolari dell'esterno dell'edificio, ovvero cantonale e paramento

I giunti di malta hanno uno spessore fortemente variabile (compreso tra 1,5 e 4,5 cm). Il paramento interno è di qualità inferiore, composto da pietre più piccole e giunti non allineati.

La struttura rientra quindi nella categoria “Muratura in pietrame disordinata”, le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nella tabella C8A.2.1 della circolare 617 del 2009.

Capitolo 2 – Il caso studio: edificio in muratura a 3 piani irregolare parzialmente ingrottato

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	

Figura 11: Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura (tabella C8A.2 circ. 617/2009)

Per tutti i calcoli inerenti il caso studio e per la modellazione dell'edificio si farà riferimento ad un Livello di Conoscenza 1 (con Fattore di Confidenza pari a 1,35 quindi), di cui si è parlato nel Capitolo 1. I parametri meccanici da usare saranno, quindi, una f_m pari a 100 N/cm², una τ_0 pari a 2 N/cm², un modulo elastico **E** pari a 870 N/mm² e un peso specifico **w** pari a 19 kN/mm³; dato che si è raggiunto un LC1 bisognerà ridurre la f_m e la τ_0 del fattore di confidenza 1,35.



Figura 12: prospetto est su via Leni e ingresso sul prospetto Nord

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

La costruzione si articola su tre livelli, con un dislivello di circa 6 m tra la Via cartellone che si trova ad una quota più alta e via Leni che si trova alla quota più bassa; ogni piano ospita tre immobili indipendenti, disabitati e con proprietari differenti.

All'esterno, le tecniche costruttive e i materiali utilizzati per la fabbrica dell'edificio testimoniano immediatamente che la costruzione originaria fosse costituita dai primi due livelli, mentre l'ultimo piano è stato realizzato in un'epoca successiva, pertanto, può essere considerato una superfetazione costruita per far fronte alle dimensioni ridotte delle abitazioni che caratterizzano il centro storico di Modica, spesso dotate di un unico ambiente angusto e privo di bucature, che non soddisfano le esigenze abitative dei cittadini.

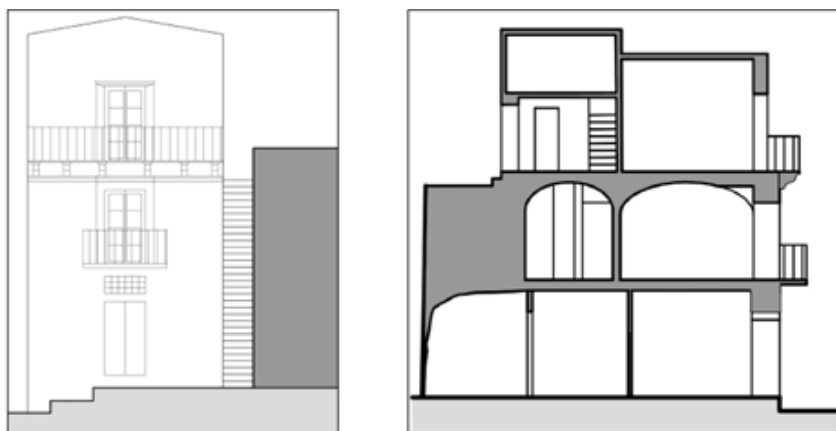


Figura 13: prospetto est dell'edificio e sezione dell'edificio

Capitolo 2 – Il caso studio: edificio in muratura a 3 piani irregolare parzialmente ingrottato

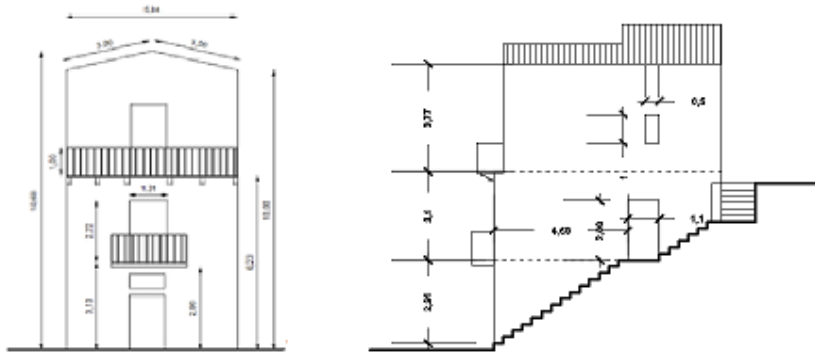


Figura 14: prospetto est dell'edificio e sezione dell'edificio



Figura 15: prospetto est dell'edificio, su via Leni ed ovest dell'edificio, su via Cartellone

Il piano terra dell'edificio, che si estende in altezza per 3,3 m e in pianta per circa 30 m², presenta tre ambienti comunicanti tra di loro, di cui l'ultimo ricavato in parte all'interno di una grotta. I primi due vani sono sovrastati da una volta a botte. L'unica bucaura presente all'interno dell'immobile è quella rappresentata dall'ingresso, mentre

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

la parte ingrottata è totalmente priva d'illuminazione ed areazione; le pareti, dello spessore di circa 80 cm, e la volta a botte sono esposte all'attacco di umidità da risalita. L'intonaco risulta degradato e in molti punti addirittura inesistente.



Figura 16: piano terra dell'edificio caso studio, con presenza di volta a botte

Da un'osservazione del quadro fessurativo dell'edificio, si rilevano lievi lesioni verticali in corrispondenza dell'attacco tra la parete del prospetto su via Leni e quella ortogonale ad essa lato sud.

Al primo piano si accede da un ingresso posto a poco più di metà della scala che affianca l'edificio sul prospetto nord; si estende in altezza per poco più di 3 m, mentre in pianta non ci sono sostanziali differenze rispetto al piano inferiore. Attraverso un piccolo disimpegno, si accede ai tre ambienti di cui è costituito l'immobile.

Il vano principale, è sovrastato da una volta a padiglione e presenta un unico affaccio su via Leni con un piccolo balcone, le cui condizioni precarie lo rendono tuttavia inagibile. Il pavimento non risulta perfettamente piano, ma leggermente ribassato (nell'ordine di

Capitolo 2 – Il caso studio: edificio in muratura a 3 piani irregolare parzialmente ingrottato

3 mm) rispetto al punto centrale della stanza. I due ambienti minori, probabilmente adibiti a cucina e bagno, sono alquanto degradati e presentano una copertura del tipo volta a botte. L'unica bucatiera che consente una scarsa illuminazione di questi due vani minori, è posizionata sulla parete del prospetto a sud dell'edificio. In corrispondenza della parte centrale della parete che delimita l'ingresso, a partire dal piano di imposta della volta si evidenzia una lieve lesione prettamente verticale. Le pareti perimetrali variano di spessore da un minimo di 60 cm ad un massimo di 75 cm; fattore critico è la presenza di un muro interno, con funzione portante, dello spessore di 20 cm, dove scaricano entrambe le strutture voltate presenti.

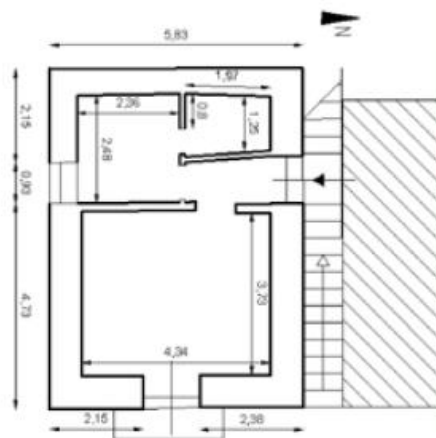


Figura 17: primo piano dell'edificio caso studio, con presenza di volta a padiglione



Figura 18: volta a botte presente nel primo piano dell'edificio caso studio

Il secondo piano è quello che si presenta nelle condizioni migliori. Infatti, come si è detto in precedenza, si tratta di una sopraelevazione, la cui realizzazione è certamente successiva a quella dei due immobili sottostanti come si può vedere dai materiali utilizzati e dalla tecnica costruttiva adottata. L'abitazione al terzo piano si estende in altezza per circa 3,8 m, mentre in pianta continuano a presentarsi le stesse dimensioni dei due piani sottostanti; le pareti perimetrali presentano uno spessore di circa 40 cm.

Dal punto di vista di degradi, bisogna sottolineare la presenza di una lesione allarmante in corrispondenza della finestra posizionata nel prospetto est, su via Leni, che denuncia un meccanismo di ribaltamento semplice della parete sud, probabilmente già in corso. L'ambiente principale, con pavimento in parquet, presenta un balcone (agibile) che si affaccia su via Leni e dal quale si gode di una bellissima visuale sul duomo di San Pietro (che insieme al Duomo di

Capitolo 2 – Il caso studio: edificio in muratura a 3 piani irregolare parzialmente ingrottato

San Giorgio rappresentano due delle più belle chiese di tutta la provincia di Ragusa). Il vano è sovrastato da una volta, che risulta essere in canne e gesso. La volta presenta diverse lesioni. Tuttavia, essendo soltanto un controsoffitto realizzato per celare la copertura a doppia falda, non sono per nulla allarmanti, ma soltanto esteticamente sgradevoli.

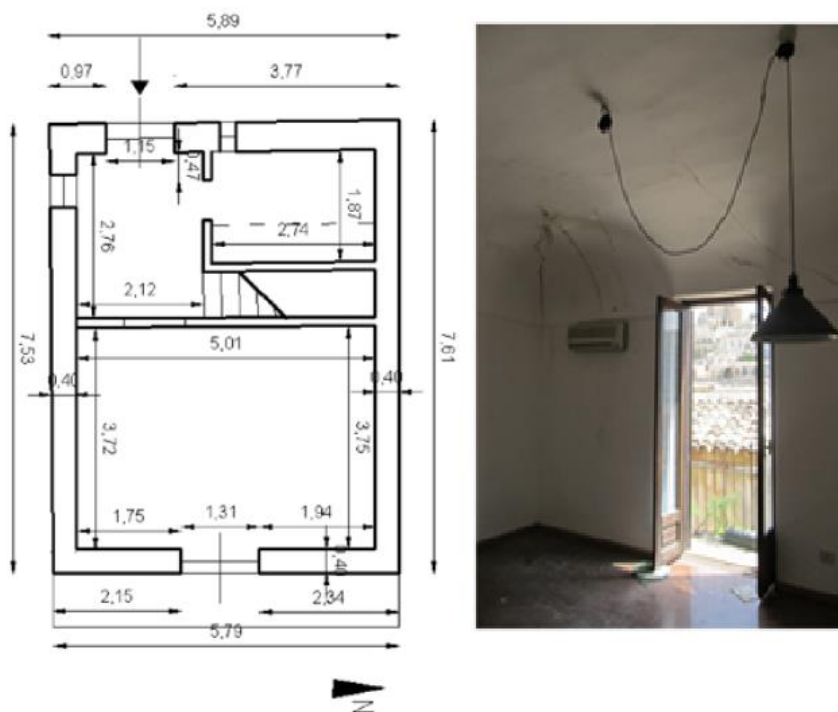


Figura 19: secondo piano dell'edificio caso studio

In fase di rilievo, è stata individuata all'esterno dell'abitazione, in corrispondenza dell'intersezione muraria tra il prospetto su via Leni e quello nord, ortogonale a questo, una lesione verticale che testimonia, nel caso di sisma, il possibile innesco di un altro meccanismo di ribaltamento semplice.

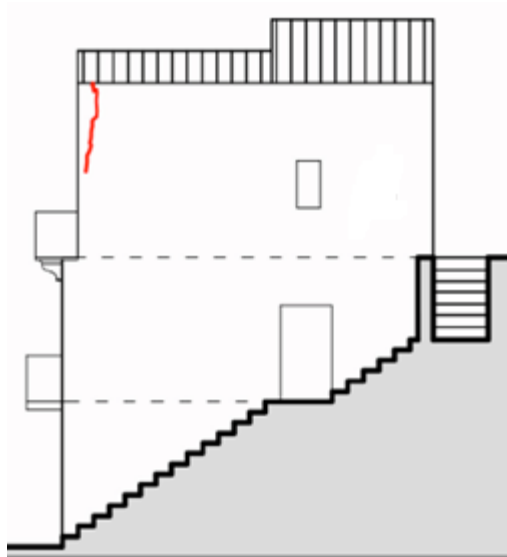


Figura 20: locazione della lesione nell'edificio caso studio

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, l'edificio presenta due volte a botte ribassate al piano terra, una volta a botte ribassata e una volta a padiglione al primo livello, una volta a schifo in canne e gesso al secondo livello; la copertura, in legno, è ad un'unica falda. I materiali costituenti gli orizzontamenti e i relativi spessori saranno approfonditi nell'analisi dei carichi dell'edificio, riportata nel Capitolo successivo, mentre le caratteristiche geometriche e meccaniche sono state analizzate nel Capitolo precedente.

Dalle analisi visive è stato riscontrato infine che nell'edificio in esame non sono presenti capochiave; dunque è plausibile ritenere che non siano presenti catene metalliche come elementi resistenti interni o esterni alla costruzione.

***Capitolo 3 – Studio della rigidità delle Volte e
Modellazione Equivalente per Analisi Globale***

*1 - Ruolo delle connessioni tra elementi strutturali nella
risposta globale di un edificio in muratura*

Le forze orizzontali agenti nel piano di una parete muraria sono dovute, oltre che alla massa della parete stessa, all'azione su di essa trasmessa dai solai e dalle pareti trasversali. La distribuzione di queste azioni è proporzionale alle rigidità e resistenze dei maschi murari tanto più quanto più efficaci sono le connessioni tra murature ortogonali e fra pareti e solai. In altre parole, nello schema di funzionamento ideale, il compito di resistenza alle forze orizzontali è affidato principalmente alle pareti complanari all'azione orizzontale. Tuttavia perché queste possano esplicare il loro compito è necessario che i collegamenti con le pareti ortogonali e col solaio siano in grado di trasferire le forze di loro competenza realizzando così un complesso di tipo scatolare. Questo requisito è fondamentale per un buon comportamento sismico degli edifici in muratura.

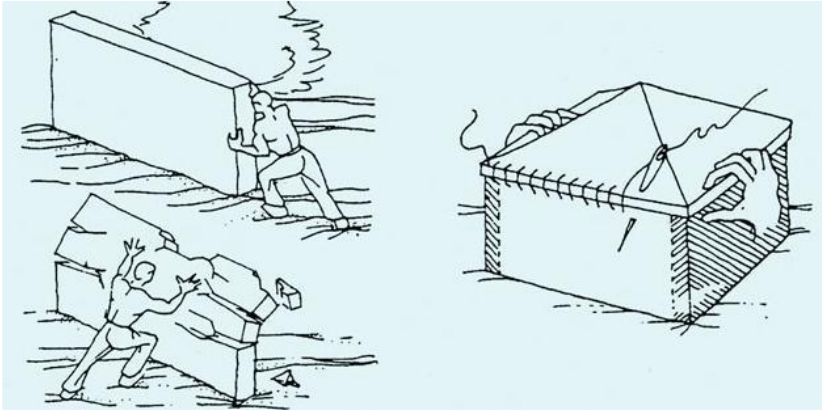


Figura 21: principi di funzionamento delle muratura intelaiata

Un primo tipo di connessione è quello che si ha o si può avere tra muro e muro, in corrispondenza degli spigoli e degli incroci. In dipendenza del tipo di realizzazione, ad esempio, ci può essere una piena compenetrazione tra i due, frutto di una costruzione contemporanea, oppure un semplice accostamento, dovuto ad esempio ad una realizzazione successiva. La connessione può essere anche dovuta all'eventuale presenza di un cordolo di cemento armato in testa alle pareti, purché sia stato realizzato con un efficace ammorsamento al muro sottostante.

Capitolo 3 – Studio della rigidità delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

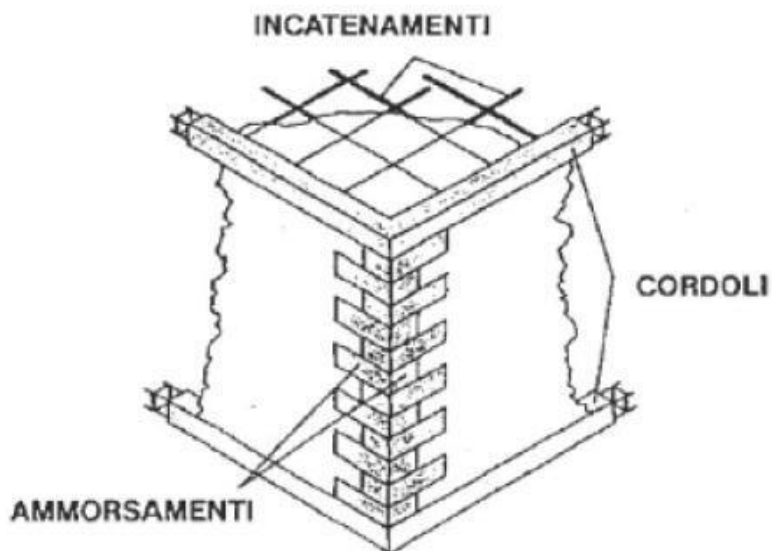


Figura 22: cordoli e ammorsamento efficace



Figura 23: presenza di buon ammorsamento nel caso di studio, si nota l'assenza di cordoli/catene

Il secondo tipo di collegamento, ma non per questo meno importante del primo, è quello che viene affidato agli orizzontamenti (solai, coperture, volte). Questi ultimi, oltre ad avere la funzione di assorbire e ripartire i carichi verticali, possono anche essere in grado di ripartire le azioni orizzontali; a patto che, come detto già in precedenza, il solaio sia sufficientemente rigido nel suo piano (quindi abbia un valido comportamento a lastra) e che il collegamento tra la testa dei muri ed il solaio stesso sia idoneo a garantire il trasferimento degli sforzi che si possono generare.

All'interno della categoria di solaio flessibile rientrano, come detto in precedenza, le strutture voltate, la cui modellazione è spesso difficile e onerosa. In questo caso, è utile riuscire a valutarne la rigidezza nel piano orizzontale complessiva, in modo da confrontarla con quella di una membrana, equivalente per geometria e costituita dallo stesso materiale; in questo modo è possibile stimare di quanto si discosta la rigidezza di un sistema voltato rispetto alla rigidezza di sistema piano.

Esistono diversi tipi di volte, come naturale a seguito dell'evolversi dell'architettura nel corso degli anni, generandone una molteplicità sia in termini di tipologia che di forma; oltre ciò, come noto, il comportamento strutturale delle volte è influenzato dalla loro geometria, rigidezza, distribuzione delle masse, ma anche da eventuali interventi strutturali eseguiti su queste nel corso della loro vita, o dalla tessitura che influenza l'equilibrio stesso della volta.

Ma un aspetto più importante è sicuramente rappresentato dalle condizioni di vincolo presenti, che sono un aspetto cruciale per definirne il comportamento sismico; le condizioni di vincolo sono

Capitolo 3 – Studio della rigidità delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

influenzate dall'integrazione esistente tra le volte e i muri ad esse collegati, tenendo sempre presente che la situazione cambia significativamente in presenza di fessure/danni che interessano il muro.

Negli studi dell'Ingegnere Alessandro Galasco (Università degli Studi di Pavia) "Analisi non-lineare di strutture in muratura, 2004" e l'articolo del professore Sergio Lagomarsino (Università degli Studi di Genova) "Valutazione della risposta sismica di edifici in muratura irregolari in pianta e con solai flessibili, 2015", è stato formulato un metodo di modellazione di solai equivalenti, in particolare solai con rigidità intermedia tra quella dei solai rigidi e quella dei solai flessibili, in grado di riprodurre il comportamento della volta.

In particolare in Lagomarsino (2015) si propone di modellare i solai come elementi finiti del tipo membrana ortotropa (ovvero elementi finiti sollecitati nel loro piano) a 3/4 nodi, caratterizzati da 5 parametri:

- E_x modulo elastico nella direzione X;
- E_y modulo elastico nella direzione Y;
- G rigidità tangenziale (o modulo di taglio);
- ν modulo di Poisson;
- "s" ovvero lo spessore del solaio.

2 - Modellazione Equivalente delle Strutture Voltate

Nelle strutture voltate la rigidezza non dipende solo dallo spessore della volta e dai materiali usati, ma anche dalla forma della struttura stessa, e dalle proporzioni geometriche; è quindi estremamente complesso valutare un valore di rigidezza equivalente.

A questo proposito, nell'articolo "Modelling of vaults as equivalent diaphragms in 3D seismic analysis of masonry buildings, 2008" gli autori Serena Cattari e Sergio Lagomarsino si ripropongono di stabilire una relazione tra i parametri elastici di un elemento equivalente piano e le quantità significative delle volte, studiando volte ed elementi piani dalle stesse dimensioni planimetriche, spessore e materiale (caratterizzato da E_X , E_Y , G_{XY}).

In particolare i moduli di Young E_X ed E_Y rappresentano il grado di collegamento che il solaio esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete; in tal senso l'effetto di confinamento che ne scaturisce può influire positivamente, in particolare sulla risposta delle fasce di piano, condizionando quindi il grado di collegamento tra i maschi murari.

Il termine G_{XY} rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti.

Partendo dalla simulazione elastica della risposta della volta sottoposta a condizioni di carico prestabilite (vedi figure sotto), si è proceduto a schematizzare il comportamento puramente assiale attraverso l'applicazione di forze/spostamenti al sistema piano equivalente.

Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

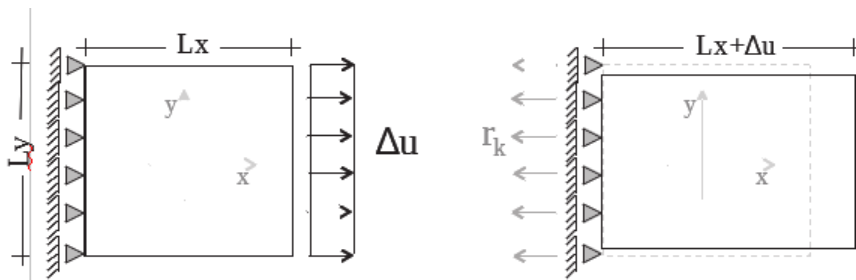


Figura 24: schemi di calcolo per lo studio delle membrane equivalenti

Per prima cosa si è proceduto a valutare il modulo di Young E_v equivalente imponendo un spostamento uniforme secondo l'asse x , mantenendo il lato opposto vincolato.

Dai risultati delle analisi numeriche FEM si è evinto che:

$$\frac{E_v}{E} = \frac{1}{E} \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1}{E} \frac{\sum_{k=1}^n r_k}{sL} \frac{L}{\Delta u} = \frac{\sum_{k=1}^n r_k}{sE\Delta u}$$

Figura 25: rapporto tra il modulo di Young equivalente della volta e il modulo di Young dell'elemento piano

Come detto prima E_v è il modulo di Young da assegnare alla membrana equivalente, E il modulo di Young dell'elemento piano (ovvero il modulo di Young del materiale costituente l'elemento piano), σ la tensione normale misurata, ε la deformazione assiale misurata, Δu lo spostamento imposto sul lato scelto, n è il numero di nodi presenti sul lato dove è applicato lo spostamento uniforme, r_k è

la reazione nodale nel k-esimo nodo appartenente alla direzione studiata.

Come è ovvio pensare, E_v non è “semplicemente” il parametro equivalente del sistema piano, ma rappresentano il comportamento 3D di ogni tipologia di volta, tenendo conto degli effetti che ha la forma sul comportamento e tenendo conto anche della caratterizzazione meccanica del materiale.

Nel seguito si analizzeranno i rapporti E_v/E riguardo alle due tipologie di strutture voltate presenti nell’edificio caso di studio, ovvero la tipologia di volta a botte e la tipologia di volta a padiglione.

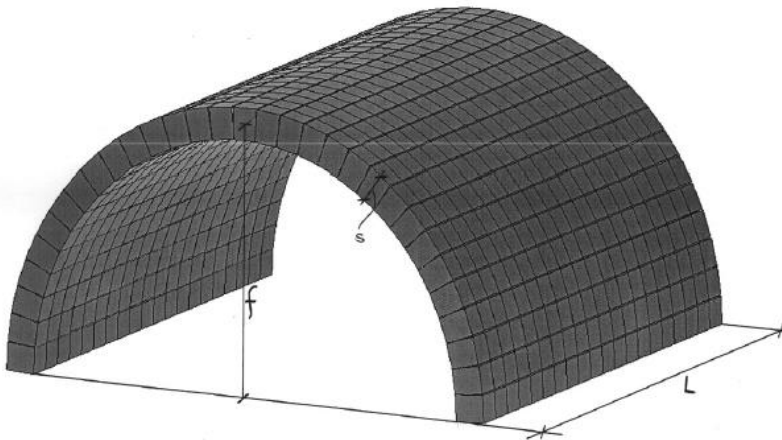


Figura 26: geometria di una volta a botte

Si introducono i seguenti parametri geometrici:

- s/L , dove s è lo spessore della volta e L la sua lunghezza trasversale o luce;

Capitolo 3 – Studio della rigidità delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

- f/L , dove f è la freccia della volta;
- s_t/s , dove con s_t si indica lo spessore dei muri sui quali poggia la volta.

E' importante analizzare il comportamento strutturale della volta, al variare dei parametri geometrici stessi; bisogna poi ricordare che nello studio affrontato nell'articolo le simulazioni FEM sono state condotte senza la presenza dei carichi dovuti al peso proprio dell'elemento, e senza considerare eventuali riempimenti nella volta. Nell'articolo citato gli autori segnalano che al crescere delle forze impresse o degli spostamenti applicati, gli effetti di questi prevalgono sui carichi gravitazionali.

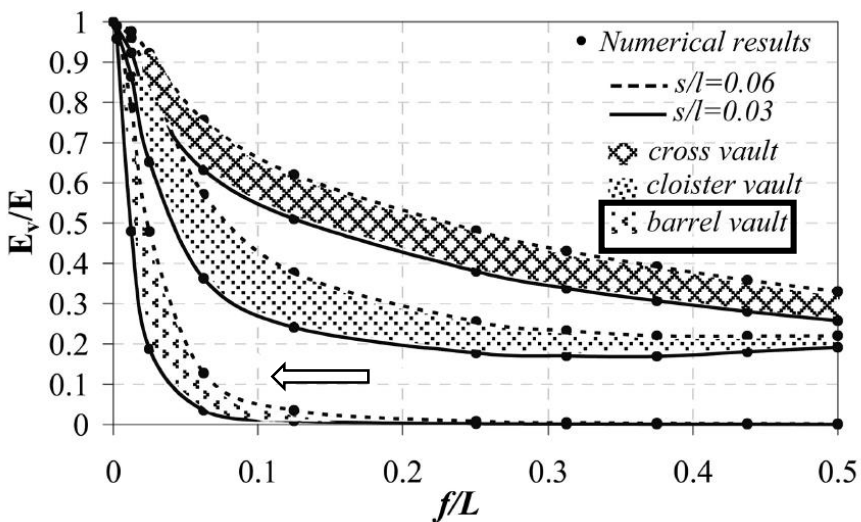


Figura 27: rapporto E_v/E al variare del rapporto freccia/luce nel caso di differenti tipologie di volte

Come mostrato nel grafico, il rapporto E_v/E di una volta a botte è praticamente nullo appena si supera il valore 0,1 del rapporto f/L (freccia/luce), in pratica ci si rende conto che per questi valori del rapporto f/L la volta manifesta una rigidezza completamente trascurabile per spostamenti applicati in direzione ortogonale alla direttrice.

Discorso analogo è stato affrontato per quanto riguarda le volte a padiglione.

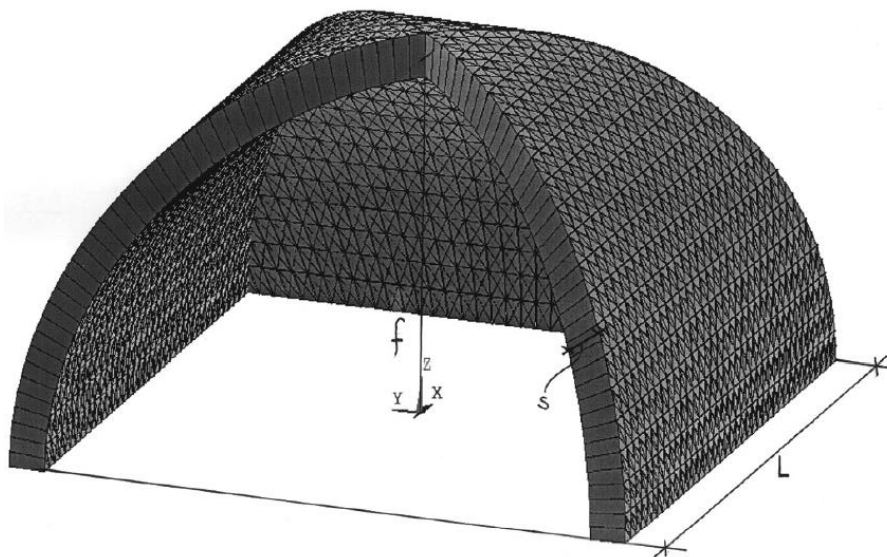


Figura 28: geometria di una volta a padiglione

Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

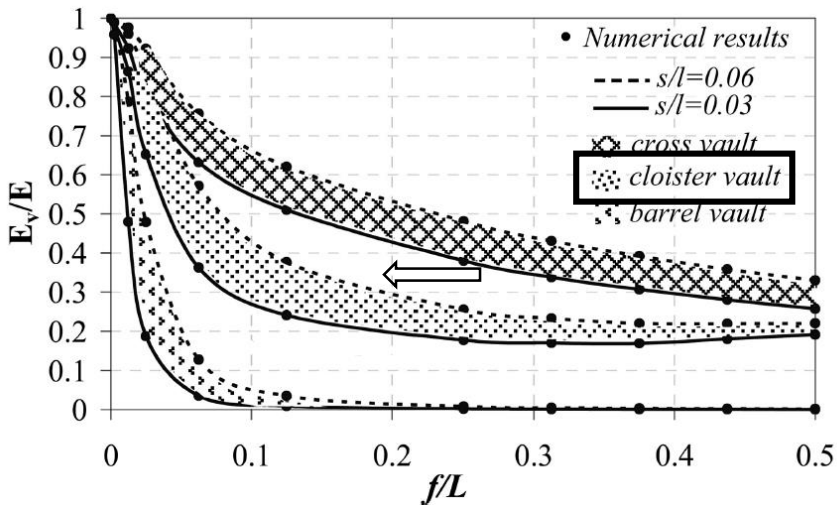


Figura 29: rapporto E_v/E al variare del rapporto freccia/luce nel caso di differenti tipologie di volte

Come si vede nel grafico, la volta a padiglione ha un comportamento intermedio tra quello delle volte a botte e quello della volta a crociera, in ogni caso lo spessore ne influenza fortemente la risposta.

A partire dai risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche, sono state ricavate espressioni analitiche che descrivono l'andamento del rapporto tra rigidzze assiali E_v/E in funzione del rapporto freccia su luce (f/L) e spessore su luce (s/L).

Applicando la teoria della minimizzazione dell'errore quadratico medio (con riferimento esclusivamente ai risultati numerici relativi a rapporti f/L compresi tra 0,125 e 0,5), si deducono le espressioni nella forma in equazione (riportata sotto) per la volta a botte e a padiglione:

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

$$\frac{E_v}{E} = \left(a_1 \frac{s}{L} + a_2 \right) \left(\frac{f}{L} \right)^{a_3 \frac{s}{L} + a_4}$$

Figura 30: rapporto E_v/E al variare del rapporto freccia/luce e spessore/luce

I valori numerici a_1 , a_2 , a_3 , a_4 sono riportati in tabella.

Tabella 2: parametri numerici per i diversi casi studio

Parametro	Volta a Botte	Volta a Padiglione
a_1	-0.43869	0.17
a_2	0.031174	0.1435
a_3	-20.3984	-7.0867
a_4	0	0.0139

3 – Applicazione della Modellazione Equivalente delle Strutture Voltate al caso studio

Si può procedere quindi al calcolo dei rapporti E_V/E per le strutture voltate presenti nell'edificio caso di studio, note le caratteristiche geometriche necessarie, ovvero la *freccia* f , la *luce trasversale* L e lo *spessore* s .

Tabella 3: caratteristiche geometriche per i diversi casi studio

Caso Studio	Freccia	Luce	Spessore
Volta 1 (botte)	1,2 m	5 m	0,15 m
Volta 2 (padiglione)	1,1 m	4,4 m	0,15 m
Volta 3 (botte)	0,8 m	2,5 m	0,15 m

Si riportano in tabella i valori di E_V/E per le volte dell'edificio caso di studio.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Tabella 4: risultati ottenuti per i diversi casi studio

Caso Studio	f/L	s/L	E_v/E
Volta 1 (botte)	0,24	0,03	0,04
Volta 2 (padiglione)	0,25	0,03	0,2
Volta 3 (botte)	0,29	0,06	0,046

I moduli elastici E_v da usarsi nella modellazione delle strutture voltate, a partite dal modulo elastico E del materiale (ipotizzato appartenente alla categoria *muratura in pietrame disordinato* valore medio di 870 N/mm^2) saranno i seguenti:

- la muratura usata per modellare la volta 1, della tipologia a botte, situata al piano terra, avrà un E_v pari a 35 N/mm^2 ;
- la muratura usata per modellare la volta 2, della tipologia a padiglione, situata al primo piano, avrà un E_v pari a 175 N/mm^2 ;
- la muratura usata per modellare la volta 3, della tipologia a botte, situata al primo piano, avrà un E_v pari a 40 N/mm^2 .

4 – Fase di validazione dei risultati sperimentali

Si è proceduto in seguito alla procedura di validazione dei risultati teorici e alla ricerca di un metodo semplificato basato sul PLV per studiare la rigidità delle volte.

Usando il software di calcolo strutturale SAP2000 (versione 18) si è proceduto a creare 2 differenti modelli, da una parte si è schematizzata la volta a botte realmente esistente, caratterizzata dal rapporto s/L ed f/L , con le condizioni di vincolo opportune, e dall'altra si è schematizzata una membrana del tutto equivalente alla volta a botte, ovvero con lo stesso spessore s della membrana e con le stesse dimensioni planimetriche (luce L ed estensione).

Si sono definiti poi i materiali costituenti i due modelli: alla volta è stato assegnato il modulo di Young E appartenente alla muratura in pietrame disordinato (valore medio di 870 N/mm^2), definito prima, mentre alla membrana piana equivalente è stato attribuito un modulo di Young equivalente, calcolato conoscendo, nella relazione numerica mostrata in precedenza, il modulo E_v e il rapporto E_v/E (che varia con il rapporto f/L).

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Tabella 5 : parametri geometrici e meccanici per i diversi casi studio

s/L	f/L	E_v/E	E della membrana equivalente
0,06	0,026	0,47	410 N/mm ²
0,06	0,035	0,35	305 N/mm ²
0,06	0,05	0,2	174 N/mm ²
0,06	0,065	0,1123	98 N/mm ²

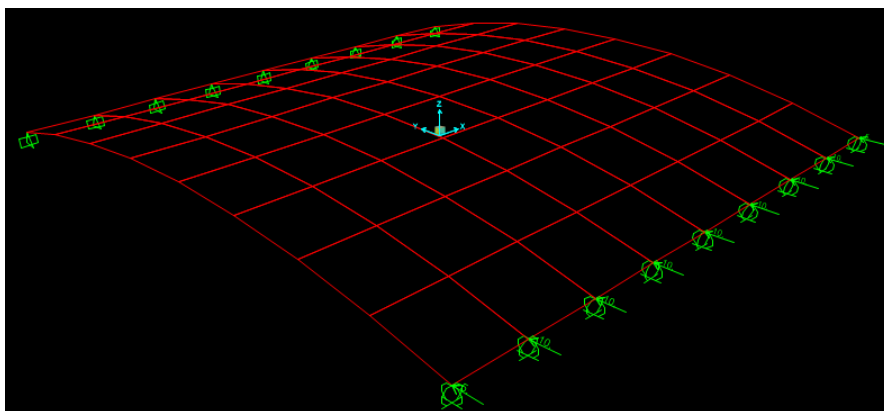


Figura 31: Modello volta a botte, con vincolo di appoggio fisso sul lato sinistro e vincolo di appoggio scorrevole sul lato destro

Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

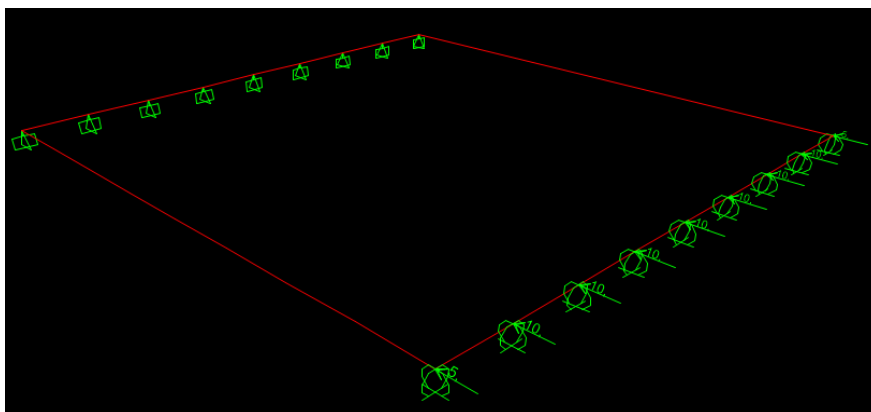


Figura 32: Modello membrana equivalente, con vincolo di appoggio fisso sul lato sinistro e vincolo di appoggio scorrevole sul lato destro

Come mostrato in figura, si sono applicate 2 sistemi di forza uguali in modulo, direzione e verso del valore totale di 80 kN e si sono misurati gli spostamenti δ dei nodi vincolati dai carrelli, verificando che venissero simili o comunque comparabili (dato che siamo in campo elastico vale la relazione $F= K * \delta$). Per il confronto si è usato lo spostamento medio degli 9 nodi vincolati dal vincolo scorrevole. In tabella vengono riportati i risultati per i 4 modelli schematizzati.

Tabella 6: risultati ottenuti nei diversi casi studio

f/L	EV/E	δ Volta	δ Piastra
0,065	0,11	4,4 mm	4,9 mm
0,05	0,2	2,7 mm	2,4 mm
0,035	0,35	1,6 mm	1,4 mm
0,025	0,45	1 mm	0,9 mm

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Come si nota dalle differenze percentuali, si è riuscito a riprodurre i risultati ottenuti nell'articolo scientifico per diversi valori del rapporto f/L , a meno di piccole differenze (intorno al 10% di differenza) imputabili probabilmente alla diversa raffinatezza del codice di calcolo (nell'articolo scientifico infatti il Prof. Sergio Lagomarsino ha usato il codice di calcolo ANSYS).

Capitolo 3 – Studio della rigidità delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

Allo stesso modo si è proceduto nel processo di validazione dati nel caso di volte a padiglione, ricavando per 3 casi limite i rapporti E_v/E .

Tabella 7: parametri geometrici e meccanici per i diversi casi studio

s/L	f/L	E_v/E	E membrana equivalente
0,06	0,05	0,5276	459 N/mm ²
0,06	0,1	0,3981	346 N/mm ²
0,06	0,2	0,2981	259 N/mm ²

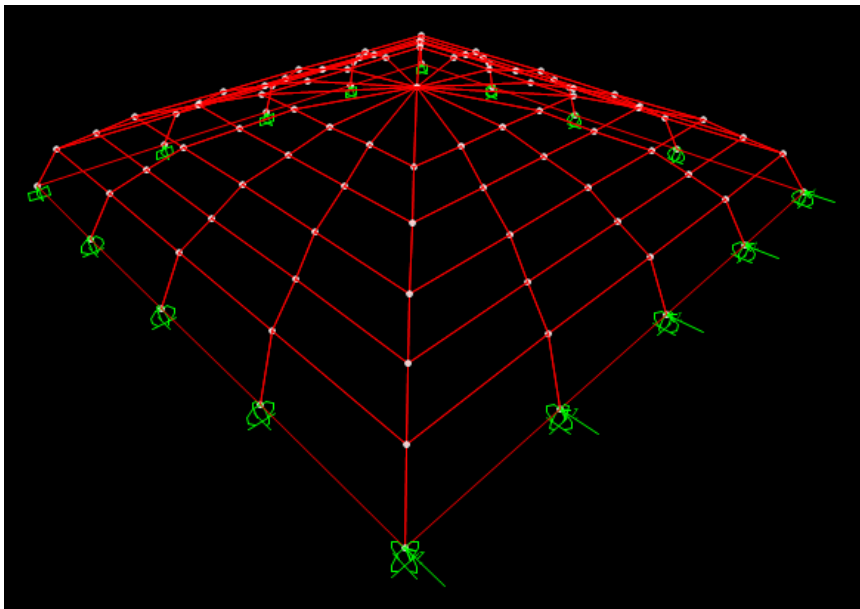


Figura 33: Modello volta a padiglione, con vincolo di appoggio sul lato sinistro e vincolo carrello sul lato destro

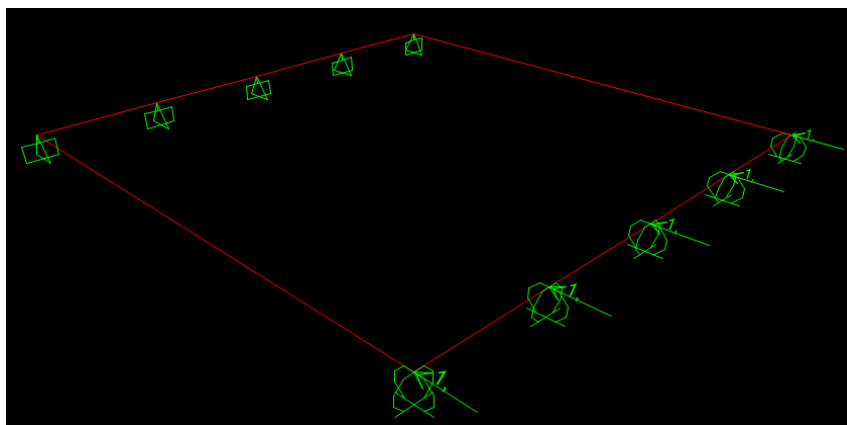


Figura 34: Modello membrana equivalente, con vincolo di appoggio sul lato sinistro e vincolo carrello sul lato destro

Come mostrato in figura, e come visto in precedenza per le volte a botte, si sono applicate 2 sistemi di forza uguali in modulo, direzione e verso del valore totale stavolta di 40 kN e si sono misurati gli spostamenti δ dei nodi vincolati dai carrelli, verificando che venissero simili o comunque comparabili; anche per questo confronto si è usato lo spostamento medio degli 9 nodi vincolati dal vincolo scorrevole

Tabella 8: risultati ottenuti per i diversi casi studio

f/L	E_v/E	δ Volta	δ Piastra
0,2	0,3	0,845 mm	0,86 mm
0,1	0,4	0,74 mm	0,78 mm
0,05	0,52	0,685 mm	0,71 mm

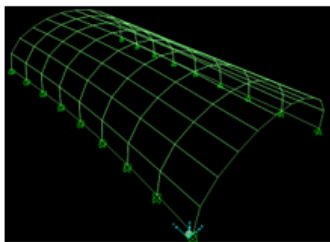
Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

Come si nota dalle piccole differenze percentuali, nell'ordine del 5%, nel caso di volte a padiglione l'esperienza riportata nell'articolo scientifico è stata perfettamente replicata.

Lo strumento offerto dal professore Lagomarsino è di sicuro un valido aiuto nell'ambito della conoscenza della risposta strutturale delle volte; ci si può rendere conto infatti della variazione della rigidezza assiale delle volte da quella di una struttura equivalente piana. Inoltre è di aiuto anche nel problema della modellazione del comportamento globale della struttura: è infatti possibile analizzare la risposta globale di un edificio in cui sono presenti strutture voltate, modellando quest'ultime come strutture piane e assegnandone relative proprietà meccaniche senza ricorrere a software di calcolo avanzati e lunghe tempistiche di modellazione.

5 – Commento alla Modellazione equivalente

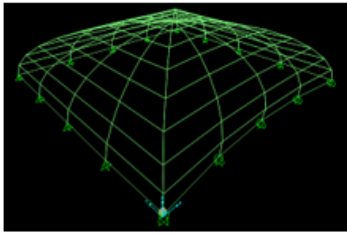
Il rapporto tra le rigidezze ottenuto prima, sia per le strutture voltate a botte che per le strutture voltate a padiglione, è stato calcolato tenendo conto dello spostamento medio dei punti della volta lungo il lato vincolato da vincoli scorrevoli; in realtà gli spostamenti lungo il lato suddetto non sono uniformi, ma hanno un profilo ben definito. Si riportano di seguito, per ogni tipologia di struttura voltata presente nell'edificio, i profili di spostamenti e le relative rigidezze calcolate in campo elastico; nei modelli si è tenuto conto anche dei muri perimetrali (compresa la porzione di muro che si estende dall'imposta alla chiave della struttura voltata) e dei timpani, dato che è impossibile computare la resistenza di queste strutture voltate senza tenere conto del contesto in cui è fisicamente inserita.



Spostamento (mm)	Rigidezza (N/mm)
0,0001 (punto esterno)	5000
0,000173	5780
0,000231	4329
0,000271	3690
0,000285	3508
0,000271	3690
0,000231	4329
0,000173	5780
0,0001 (punto esterno)	5000

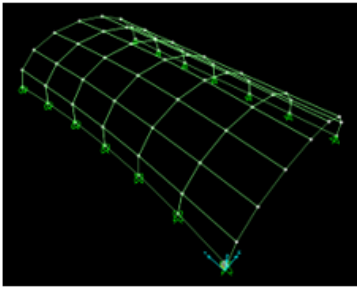
Figura 35: volte a botte 1 e risultati

Capitolo 3 – Studio della rigidità delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale



Spostamento (mm)	Rigidezza (N/mm)
0,000033 (punto esterno)	15151
0,000332	3012
0,000436	2293
0,000332	3012
0,000033 (punto esterno)	15151

Figura 36: volte a padiglione e risultati



Spostamento (mm)	Rigidezza (N/mm)
0,0001 (punto esterno)	5000
0,000265	3773
0,000383	2610
0,00042	2380
0,000383	2610
0,000265	3773
0,0001 (punto esterno)	5000

Figura 37: volte a botte 2 e risultati

Si nota come, per ogni struttura voltata, la parte esterna del perimetro sarà più rigida della parte centrale, mostrando quindi una diversa deformabilità per azioni orizzontali e di conseguenza dover essere categorizzata tra i “solai flessibili”; in particolare, per la volta a padiglione, c’è una forte escursione di rigidità tra la parte esterna e quella centrale, dovuta alla tridimensionalità della struttura voltata. Per la volta a botte, l’escursione di rigidità è tanto minore quanto più la struttura voltata è ribassata.

È auspicabile, quindi, tenere conto di questo aspetto nel passaggio di modellazione da struttura voltata a struttura piana, ovvero schematizzare il solaio piano come composto da diverse “fasce” dalla

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

diversa deformabilità e quindi rigidità. Inoltre, alla luce dell'inserimento dei timpani e della porzione di muro compresa tra l'imposta e la chiave della struttura voltata, è stato possibile ricalcolare il rapporto di rigidità tra struttura voltata e membrana equivalente:

Caso Studio	f/L	s/L	Nuovo E_v/E
Volta 1 (botte)	0,24	0,03	0,17
Volta 2 (padiglione)	0,25	0,03	0,22
Volta 3 (botte)	0,29	0,06	0,10

Capitolo 3 – Studio della rigidità delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

Come si può notare dalla tabella, la presenza degli elementi strutturali elencati poc'anzi migliora notevolmente la rigidità della struttura voltata della tipologia a botte, mentre si ha un incremento quasi irrisorio per la struttura voltata della tipologia a padiglione. Si ricalcoleranno quindi i moduli E_v equivalenti:

- la muratura usata per modellare la volta 1, della tipologia a botte, situata al piano terra, avrà un E_v pari a 149 N/mm^2 ;
- la muratura usata per modellare la volta 2, della tipologia a padiglione, situata al primo piano, avrà un E_v pari a 175 N/mm^2 ;
- la muratura usata per modellare la volta 3, della tipologia a botte, situata al primo piano, avrà un E_v pari a 87 N/mm^2 .

6 – Studio di modelli teorici semplificati per ottenere la rigidezza delle strutture voltate

In parallelo ai risultati ottenuti mediante modelli FEM 3D, si è proceduto alla ricerca di modelli analitici semplificati, per ottenere un semplice strumento analitico per computare la rigidezza di alcune delle strutture voltate studiate.

È infatti noto che sia possibile schematizzare la volta a botte come una successione di archi elementari. Pertanto, per studiarne la rigidezza, si è considerato un arco con un estremo vincolato da un appoggio e l'altro estremo vincolato da un carrello. Si è studiata la rigidezza offerta dall'arco applicando una forza unitaria all'estremo vincolato dal carrello e calcolandone lo spostamento causato; infatti, se siamo in campo elastico, risulterà $F = K * \delta$, da cui $\delta = F * K^{-1}$, che per forza unitaria restituirà proprio la proporzionalità inversa tra spostamento e rigidezza.

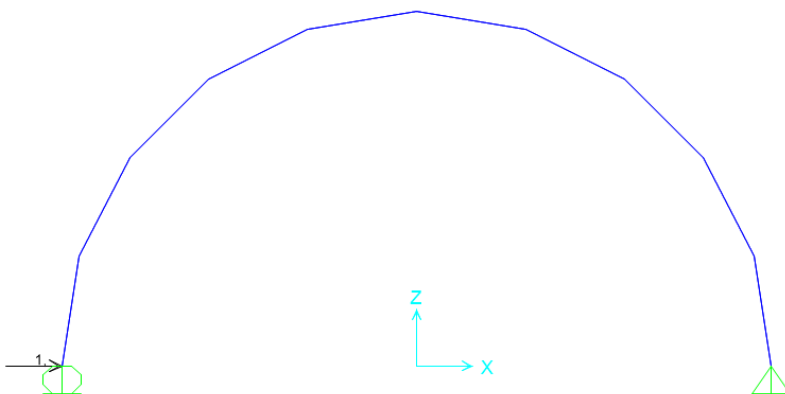


Figura 38: schema statico di un arco, con vincolo carrello a sinistra e vincolo appoggio fisso a destra

Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

Come noto da Scienza delle Costruzioni, si può calcolare lo spostamento δ tramite il Principio dei Lavori Virtuali (PLV); imponendo infatti che il Lavoro delle Forze esterne sia pari al Lavoro delle Forze interne, si ottiene che una generica Forza esterna unitaria, moltiplicata per lo spostamento δ generato, sarà pari all'integrale delle caratteristiche di sollecitazione lungo tutto lo sviluppo dell'arco. In particolare si avranno due contributi, il contributo flessionale e il contributo assiale.

$$\delta = \int_0^s \frac{M^2}{E * I} ds + \int_0^s \frac{N^2}{E * A} ds$$

Si possono riscrivere le caratteristiche di sollecitazione di Momento e Sforzo Normale in funzione dell'angolo ϑ in corrispondenza del tratto infinitesimo ds di cui si vogliono conoscere le caratteristiche di sollecitazione.

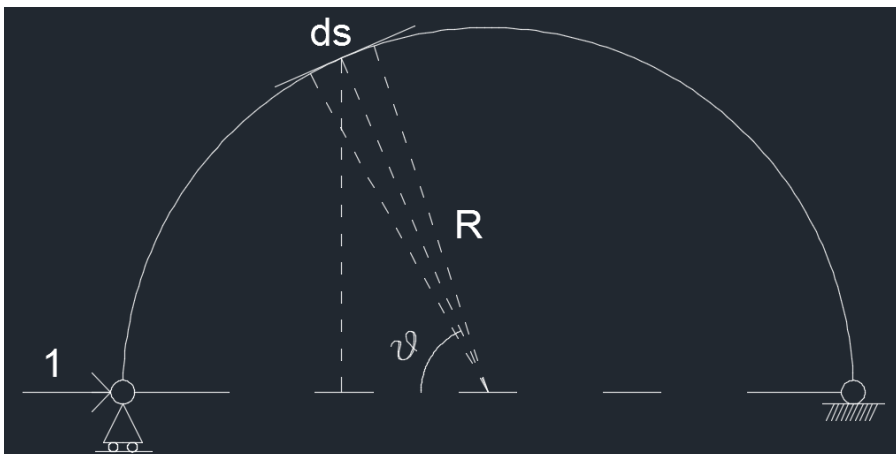


Figura 39: caratteristiche geometriche di un arco

Si può scrivere quindi:

$$M(\vartheta) = -1 * R * \text{Sen}(\vartheta)$$

$$N(\vartheta) = 1 * \text{Sen}(\vartheta)$$

$$ds = R * d\vartheta$$

Si possono quindi riscrivere gli integrali in funzione dell'angolo ϑ :

$$\delta = \int_0^\pi \frac{R^2}{E * I} \text{Sen}^2(\vartheta) R d\vartheta + \int_0^s \frac{R}{E * A} \text{Sen}^2(\vartheta) d\vartheta$$

Risolvendo si ottiene che lo spostamento sarà pari a:

$$\delta = \frac{\pi * R^3}{E * I} + \frac{\pi * R}{E * A}$$

da cui invertendo lo spostamento δ si ottiene la rigidezza k del sistema in studio (dato che abbiamo usato una Forza Unitaria).

A validazione del modello teorico si è operato un confronto tra l'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali, effettuato sul programma di calcolo Mathematica, e il modello tridimensionale su SAP2000.

Capitolo 3 – Studio della rigidità delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

6.1 - Studio sulla Volta a botte

Per prima cosa si è studiato un arco a tutto sesto, usando i seguenti parametri:

- Rapporto $f/L = 0.5$
- $R = 1500$ mm e quindi $L = 3000$ mm
- Spessore “s” della volta = 200 mm
- $E = 870$ N/mm²
- Sezione di riferimento = 1000 mm * 200 mm

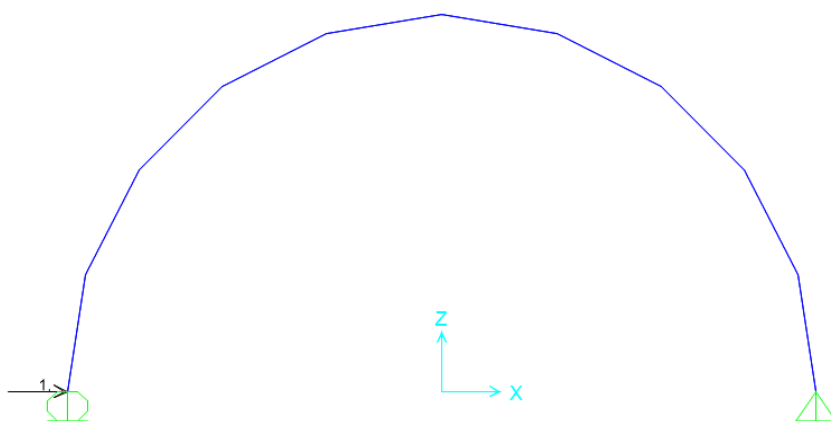


Figura 40: schema statico di un arco, con vincolo carrello a sinistra e vincolo appoggio fisso a destra

Tabella 9: risultati per caso studio

Rapporto f/L	Rigidità da PLV	Rigidità da SAP2000
0,5	106,3 N/mm	108,7 N/mm

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Si è passati quindi all'analisi di arco ribassato con rapporto $f/L=0,25$, pensato in un primo momento come arco di circonferenza, di cui quindi si devono ricavare R e angolo ϑ che sottende l'arco (stesso angolo che useremo come estremo di integrazione).

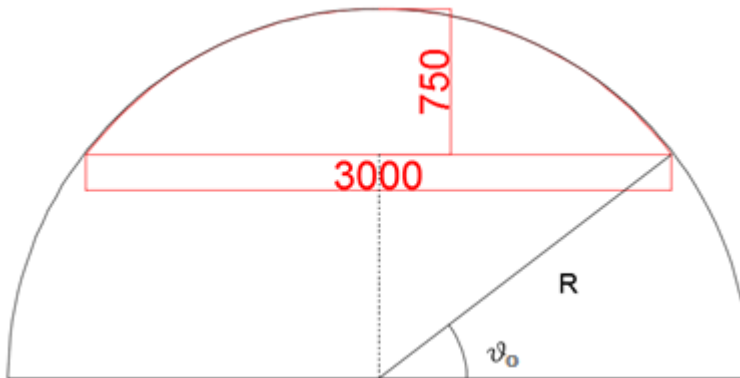


Figura 41: geometria di un arco ribassato

Le 2 incognite sono ricavabili tramite relazioni geometriche:

- $R * \cos \vartheta = L/2$
- $R * (1 - \sin \vartheta) = f$

Per il caso in questione si ha una freccia pari a 750 mm (quindi un rapporto f/L pari a 0,25), $R = 1875$ mm e $\vartheta_0 = 36^\circ$ (calcolati tramite Mathematica); per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione bisogna però modificare l'espressione scritta in precedenza per il Momento; infatti si ha che:

$$M(\vartheta) = -1 * R * (\text{Sen}(\vartheta) - \text{Sen}(\vartheta_0))$$

Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

dove ϑ_0 è l'angolo trovato in precedenza, mentre ϑ varia tra ϑ_0 e $(\pi - \vartheta_0)$.

Come prima, si può sostituire l'espressione del momento e ricavarsi lo spostamento δ del sistema in studio; in seguito si sono eseguiti i confronti tra modello teorico e modello su SAP2000.

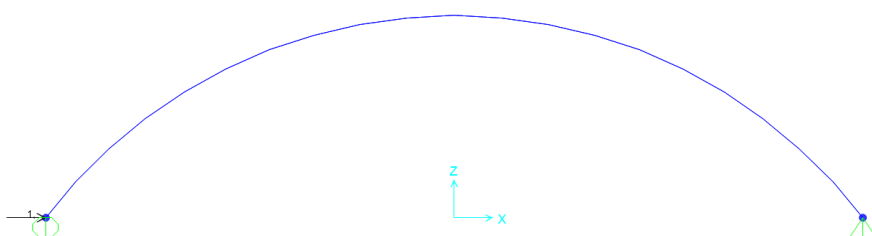


Figura 42: schema statico di un arco ribassato, con i vincoli usati in precedenza

Usando gli stessi spessori, moduli E e sezioni si è ottenuto:

Tabella 10: risultati per caso studio

Rapporto f/L	Rigidezza da PLV	Rigidezza da SAP2000
0,25	550,6 N/mm	555,5 N/mm

Come era ovvio aspettarsi, i risultati ottenuti tramite PLV sono in perfetto accordo con l'articolo scientifico del Professore Lagomarsino: andando a confrontare infatti la rigidezza dell'arco con la rigidezza di una piastra equivalente per materiale e proprietà geometriche, si ottiene lo stesso rapporto tra le rigidezze E_v della volta ed E della piastra indicato nell'articolo scientifico.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Tabella 11: confronto con dati sperimentali articolo di Lagomarsino

Rigidezza volta	Rigidezza piastra	E_v/E	E_v/E da articolo
20.489 N/mm	58.823 N/mm	0,348	0,35

Successivamente si è pensato l'arco ribassato come arco policentrico (in particolare formato da 3 archi di circonferenza e quindi 3 raggi), come mostrato in figura:

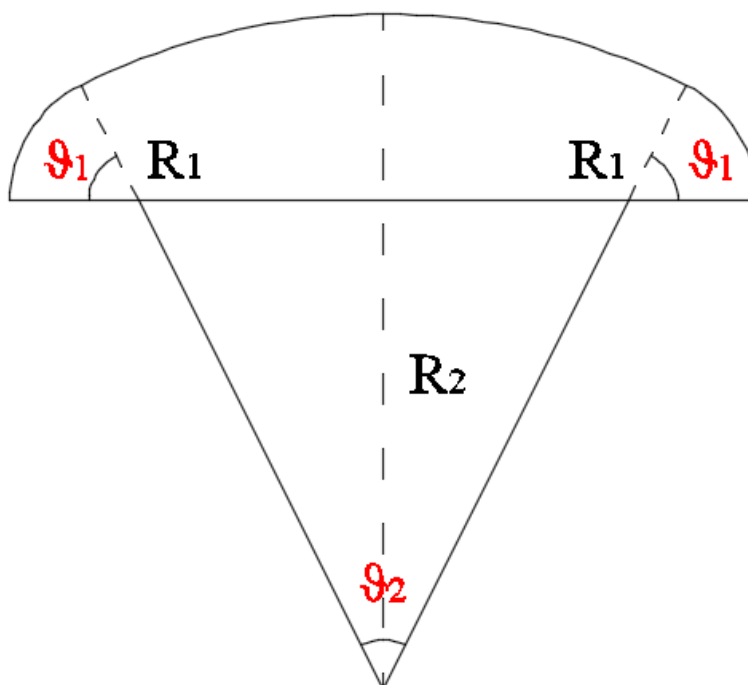


Tabella 43: geometria di un arco ribassato policentrico

Capitolo 3 - Studio della rigidità delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

Le due circonferenze esterne hanno raggio $R_1 = 518,2373$ mm, mentre la circonferenza interna ha raggio $R_2 = 2713,5255$ mm, gli angoli sono rispettivamente $\vartheta_1 = 63^\circ$ e $\vartheta_2 = 53^\circ$.

Nell'arco compreso tra 0 e ϑ_1 varranno le seguenti relazioni:

$$M(\vartheta) = -1 * R_1 * \text{Sen}(\vartheta)$$

$$N(\vartheta) = 1 * \text{Sen}(\vartheta)$$

Nell'arco compreso tra ϑ_1 e $\vartheta_1 + \vartheta_2$ varranno le seguenti relazioni:

$$M(\vartheta) = -1 * R_2 * \text{Sen}(\vartheta) - (R_2 - R_1) * \text{Sen}(\vartheta_1)$$

$$N(\vartheta) = 1 * \text{Sen}(\vartheta)$$

Nell'arco compreso tra $\vartheta_1 + \vartheta_2$ e π varranno le seguenti relazioni:

$$M(\vartheta) = -1 * R_1 * \text{Sen}(\vartheta)$$

$$N(\vartheta) = 1 * \text{Sen}(\vartheta)$$

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Su Mathematica quindi calcoleremo i 3 integrali, relativi alle 3 porzioni di arco in disegno, ciascuno con il proprio raggio e angolo; riportato il disegno su SAP2000 e assegnate le proprietà geometriche di prima si ottiene:

Tabella 12: risultati ottenuti

Rapporto f/L	Rigidezza da PLV	Rigidezza da SAP2000
0,25	465,6 N/mm	476,2 N/mm

Come riportato in precedenza, si ricorda che la rigidezza di una volta di eguale sezione, spessore e rapporto f/L era risultata essere pari a 550,6 N/mm; si ottiene quindi una perdita del 15% nella rigidezza quando viene usato un arco policentrico per generare la volta a botte.

6.2 - Studio sulla Volta a padiglione

Come fatto prima per le volte a botte, si cercherà adesso di ricavare uno schema semplificato equivalente anche per le volte a padiglione. Data la volta a padiglione, fissate le seguenti proprietà geometriche, L (luce), R (raggio del cilindro che la genera), f (freccia) e s (spessore della volta), si può immaginare di volerne studiare la rigidità analizzandone diverse sezioni. Scelta una sezione a distanza x dal perimetro esterno della volta, si otterrà:

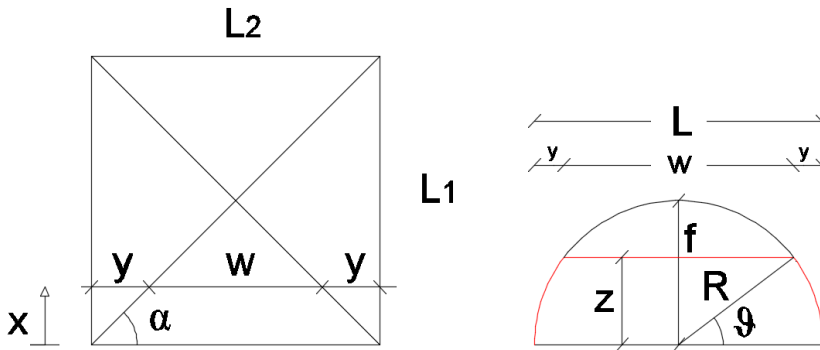


Tabella 44: geometria di una volta a padiglione

Noto che il rapporto $f/L = 0,5$, tutte le caratteristiche geometriche in figura sono determinate a partire dall'angolo α e x:

$$\alpha = \text{ArcTan}\left(\frac{L1}{L2}\right)$$

$$y = \frac{x}{\text{Tan}(\alpha)}$$

$$w = L - 2 * y$$

$$z = \sqrt{(R)^2 - \left(\frac{W}{2}\right)^2}$$

$$\vartheta = \text{ArcSen} \left(\frac{z}{R}\right)$$

Si hanno tutte le informazioni necessarie per ricavare la rigidezza del sistema analizzato; come detto in precedenza, attraverso il Principio dei Lavori Virtuali si può ricavare lo spostamento δ del sistema analizzato quando questo viene sottoposto ad una forza unitaria:

$$\delta = \int_0^s \frac{M^2}{E * I} ds + \int_0^s \frac{N^2}{E * A} ds$$

Nel tratto di arco con l'angolo compreso tra 0 e ϑ le caratteristiche di sollecitazione variano in funzione dell'angolo ϑ e si può scrivere:

$$M(\vartheta) = -1 * R * \text{Sen}(x)$$

$$N(\vartheta) = 1 * \text{Sen}(x)$$

$$ds = R * d\vartheta$$

$$\delta = \int_0^{\vartheta} \frac{R^2}{E * I} \text{Sen}^2(x) R d\vartheta + \int_0^{\vartheta} \frac{R}{E * A} \text{Sen}^2(x) d\vartheta$$

Capitolo 3 - Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

Nel tratto con l'angolo compreso tra ϑ e $(\pi - \vartheta)$ le caratteristiche di sollecitazione saranno costanti e valgono:

$$M(\vartheta) = -1 * z$$

$$N(\vartheta) = 1$$

$$\delta = \int_0^w \frac{z^2}{E * I} ds + \int_0^w \frac{1}{E * A} ds = \frac{z^2 * w}{E * I} + \frac{w}{E * A}$$

Nel tratto di arco con l'angolo compreso tra $(\pi - \vartheta)$ e π le caratteristiche di sollecitazione variano nuovamente in funzione dell'angolo ϑ e si può scrivere:

$$M(\vartheta) = -1 * R * \text{Sen}(x)$$

$$N(\vartheta) = 1 * \text{Sen}(x)$$

$$ds = R * d\vartheta$$

$$\delta = \int_0^{\vartheta} \frac{R^2}{E * I} \text{Sen}^2(x) R d\vartheta + \int_0^{\vartheta} \frac{R}{E * A} \text{Sen}^2(x) d\vartheta$$

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Si useranno i seguenti dati:

- Rapporto $f/L = 0,5$
- $R = 5000$ mm e quindi $L = 10000$ mm
- Distanza x dal perimetro = 2000 mm
- Angolo $\alpha = 45^\circ$ (la volta a padiglione ha pianta quadrata)
- Spessore “s” della volta = 200 mm
- $E = 850$ N/mm²
- Sezione di riferimento = 1000 mm * 200 mm

Operando un confronto tra dati sperimentali ottenuti analizzando il sistema sul SAP2000 e i dati teorici si ottiene:

Tabella 13: risultati ottenuti

Rapporto f/L	Rigidezza da PLV	Rigidezza da SAP2000
0,5	3,71 N/mm	3,74 N/mm

Capitolo 3 – Studio della rigidità delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

Si è passati quindi all'analisi di un arco ribassato (nell'esempio si è scelto un arco ribassato con rapporto $f/L=0,25$), pensato come arco di circonferenza, di cui quindi si devono ricavare R e angolo φ che sottende l'arco (stesso angolo che useremo come estremo di integrazione).

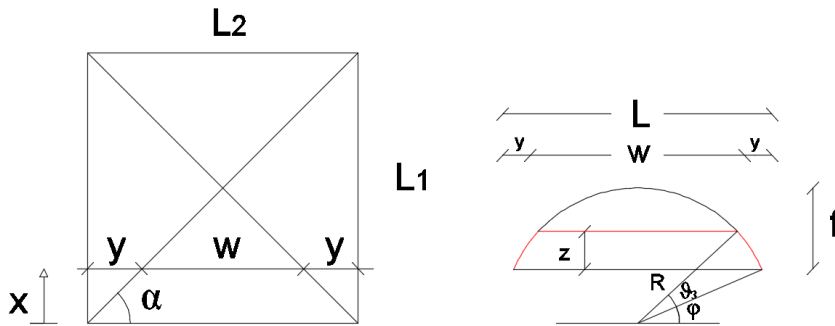


Figura 45: geometria volta a padiglione ribassata

Le 2 incognite sono ricavabili tramite relazioni geometriche:

- $R \cdot \cos \varphi = L/2;$
- $R \cdot (1 - \sin \varphi) = f.$

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Come prima, noti le proprietà geometriche di base e la distanza x della sezione (dal perimetro esterno della volta) si possono ricavare tutte le informazioni necessarie:

$$\alpha = \text{ArcTan}\left(\frac{L1}{L2}\right)$$

$$y = \frac{x}{\text{Tan}(\alpha)}$$

$$w = L - 2 * y$$

$$z = R * \text{Sen} \left[\text{ArcCos} \left(\frac{w}{2R} \right) \right] - R * \text{Sen} [\varphi]$$

$$\vartheta_3 = \text{ArcSen} \left[\text{Sen}(\varphi) + \frac{z}{R} \right] - \varphi$$

Nel tratto di arco con l'angolo compreso tra φ e $(\vartheta_3 + \varphi)$ le caratteristiche di sollecitazione variano in funzione dell'angolo ϑ_3 e si può scrivere:

$$M(\vartheta_3) = -1 * (R * \text{Sen}(x) - R * \text{Sen}(\varphi))$$

$$N(\vartheta) = 1 * \text{Sen}(x)$$

$$ds = R * d\vartheta$$

$$\delta = \int_{\varphi}^{\vartheta_3 + \varphi} \frac{M^2}{E * I} R d\vartheta + \int_{\varphi}^{\vartheta_3 + \varphi} \frac{N^2}{E * A} R d\vartheta$$

Nel tratto con l'angolo compreso tra $(\vartheta_3 + \varphi)$ e $(\pi - \vartheta_3 - \varphi)$ le caratteristiche di sollecitazione saranno costanti e valgono:

$$M(\vartheta) = -1 * z$$

$$N(\vartheta) = 1$$

$$\delta = \int_0^w \frac{z^2}{E * I} ds + \int_0^w \frac{1}{E * A} ds = \frac{z^2 * w}{E * I} + \frac{w}{E * A}$$

Nel tratto di arco con l'angolo compreso tra $(\pi - \vartheta_3 - \varphi)$ e $(\pi - \varphi)$ le caratteristiche di sollecitazione variano in funzione dell'angolo ϑ_3 e si può scrivere:

$$M(\vartheta_3) = -1 * (R * \text{Sen}(x) - R * \text{Sen}(\varphi))$$

$$N(\vartheta) = 1 * \text{Sen}(x)$$

$$ds = R * d\vartheta$$

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

$$\delta = \int_{(\pi - \vartheta_3 - \varphi)}^{(\pi - \varphi)} \frac{M^2}{E * I} R d\vartheta + \int_{(\pi - \vartheta_3 - \varphi)}^{(\pi - \varphi)} \frac{N^2}{E * A} R d\vartheta$$

Si useranno i seguenti dati:

- Rapporto $f/L = 0,25$
- $L = 10000$ m
- Distanza x dal perimetro = 2000 mm
- Angolo $\alpha = 45^\circ$ (la volta a padiglione ha pianta quadrata)
- Spessore “s” della volta = 200 mm
- $E = 850$ N/mm²
- Sezione di riferimento = 1000 mm * 200 mm

Operando un confronto tra dati sperimentali ottenuti analizzando il sistema sul SAP2000 e i dati teorici si ottiene:

Tabella 14: risultati ottenuti

Rapporto f/L	Rigidezza da PLV	Rigidezza da SAP2000
0,25	23,4 N/mm	23,8 N/mm

È possibile notare immediatamente la differenza di rigidezza tra i due sistemi studiati, in particolare si ottiene che l’arco ribassato è più rigido dell’arco a tutto sesto, e ipoteticamente questa differenza di rigidezza sarà rispettata anche nell’analisi della volta a padiglione completa, a tutto sesto e ribassata.

Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

Si è proceduto poi al confronto tra i risultati ottenuti analizzando le rigidezze dei singoli archi e la rigidezza della volta a padiglione completa studiata tramite il software agli elementi finiti SAP2000.

Un primo approccio semplificato è stato quello di sommare tutte le rigidezze dei singoli archi, calcolate tramite PLV, e confrontare la rigidezza risultante con la rigidezza assiale della volta a padiglione, ottenuta come $K = F * \delta^{-1}$, dove F rappresenta la sommatoria di tutte le forze assiali applicate ai nodi, e δ lo spostamento medio dei nodi soggetti alle forze assiali.

Per avere una migliore comprensione si sono studiate diverse configurazioni al variare del rapporto f/L e al variare della sezione di riferimento a distanza x dal perimetro della volta a padiglione; nei seguenti grafici verrà riportata la rigidezza del singolo arco sull'asse delle ordinate, mentre sull'asse delle ascisse verrà riportata la distanza della sezione x dal perimetro esterno

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

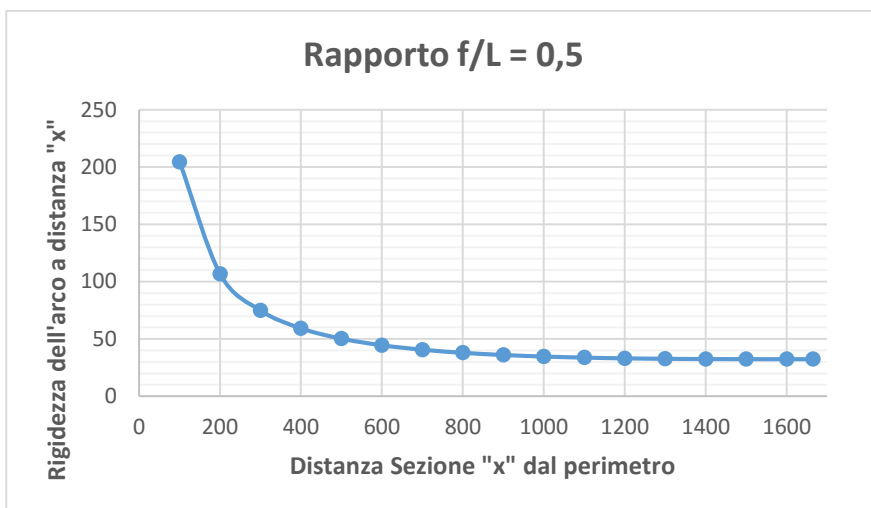


Tabella 15: risultati ottenuti per volta a padiglione con rapporto $f/L = 0,5$

Rapporto f/L	Rigidezza da PLV	Rigidezza da SAP
0,5	1837,76 N/mm	16860,94 N/mm

Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

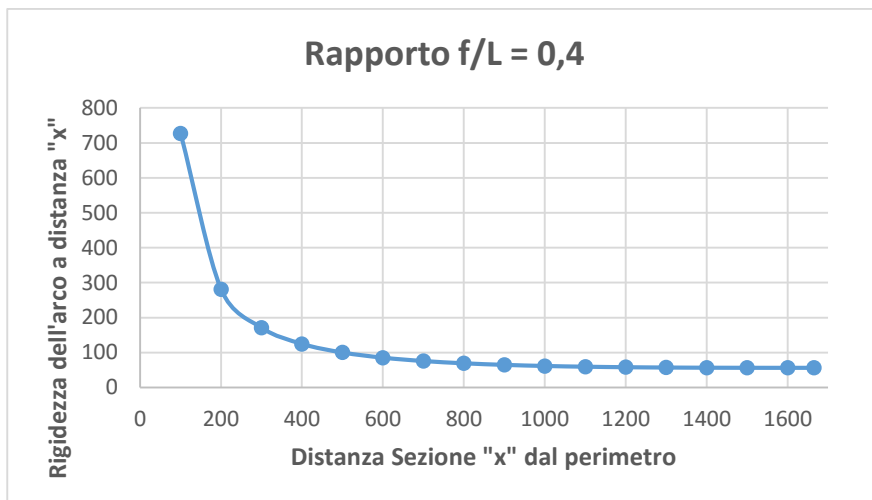


Tabella 16: risultati ottenuti per volta a padiglione con rapporto $f/L = 0,4$

Rapporto f/L	Rigidezza da PLV	Rigidezza da SAP
0,4	4331,11 N/mm	17153,74 N/mm

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

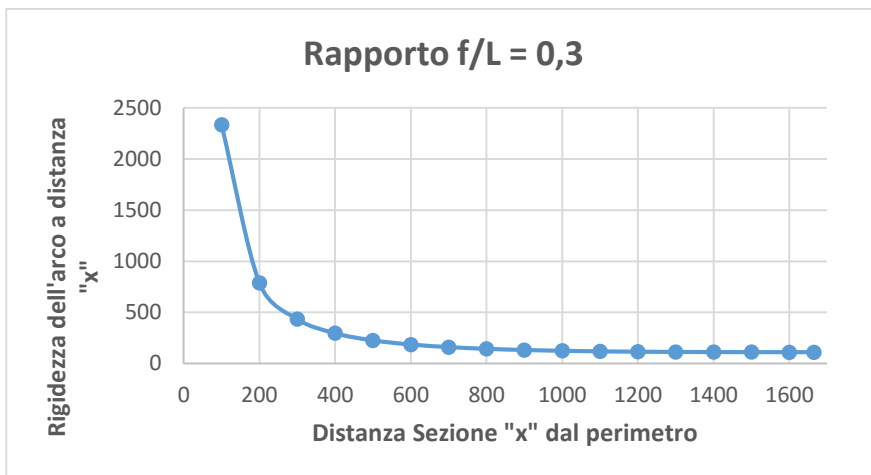


Tabella 17: risultati ottenuti per volta a padiglione con rapporto $f/L = 0,3$

Rapporto f/L	Rigidezza da PLV	Rigidezza da SAP
0,3	11248,68 N/mm	20563,59 N/mm

Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

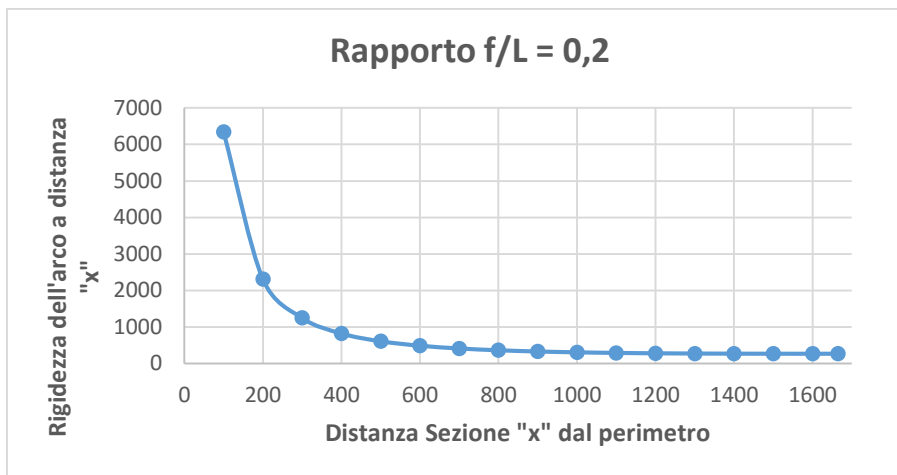


Tabella 18: risultati ottenuti per volta a padiglione con rapporto $f/L = 0,2$

Rapporto f/L	Rigidezza da PLV	Rigidezza da SAP
0,2	30412,16 N/mm	27532,29 N/mm

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

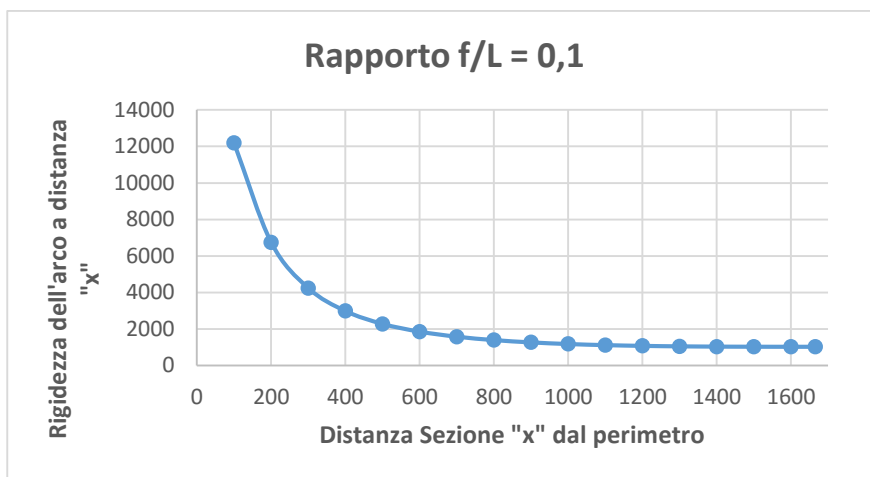


Tabella 19: risultati ottenuti per volta a padiglione con rapporto $f/L = 0,1$

Rapporto f/L	Rigidezza da PLV	Rigidezza da SAP
0,1	86396,76 N/mm	49360,14 N/mm

Capitolo 3 – Studio della rigidezza delle Volte e Modellazione Equivalente per Analisi Globale

Tutti i calcoli sono stati effettuati usando i seguenti dati geometrici/meccanici:

- $L = 3330$ mm;
- Angolo $\alpha = 45^\circ$ (la volta a padiglione ha pianta quadrata);
- Spessore “s” della volta = 200 mm;
- $E = 850$ N/mm²;
- Sezione di riferimento = 416,25 mm * 200 mm.

I risultati mostrano come per volte a padiglione ribassate (con rapporto f/L attorno a 0,2) il confronto è lecito e si ottengono risultati abbastanza vicini tra loro, per rapporti f/L superiori il confronto non dà buoni risultati, e si dovrebbe procedere quindi con la teoria elastica applicata ai gusci per ottenere risultati corretti.

Di conseguenza è più corretto, ma molto dispendioso in tempo e onere computazionale ricorrere alla teoria degli elementi finiti e analizzare con software di calcolo basati sui FEM i sistemi voltati in questione tenendo conto del comportamento a piastra/membranale.

A maggiore conferma dei risultati ottenuti in precedenza, si sottolinea la differenza di rigidezza tra le parti perimetrali della volta a padiglione (molto rigide) e tra le parti centrali della volta a padiglione, e la differenza di rigidezza tra le volte a sesto acuto e le volte ribassate (molto rigide).

Capitolo 4 – Analisi dei Carichi e Calcolo Forze Sismiche

1 - Analisi dei carichi edificio

Note le caratteristiche geometriche del caso studio e la disposizione di tutti gli elementi strutturali, bisogna computare tutti i vari carichi gravanti sugli elementi strutturali dell'edificio. L'analisi dei carichi di un edificio deve essere quindi effettuata in modo che, per ogni elemento, vengano calcolate le voci relative a:

- Pesi propri degli elementi strutturali (carichi permanenti) G1;
- Pesi propri degli elementi non strutturali (sovraccarichi permanenti) G2;
- Carichi variabili Qk.

Per effettuare l'analisi dei carichi bisogna conoscere il peso specifico dei materiali costituenti la struttura analizzata; per quanto riguarda la muratura, si farà riferimento, come già detto in precedenza, a “Muratura in pietrame disordinata”, le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nella tabella C8A.2.1 della circolare 617 del 2009.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	

Figura 46: Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura (tabella C8A.2 circ. 617/2009)

Per tutti gli altri materiali si potrà fare riferimento alla tabella 3.1.I della NTC 2008.

Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0

Figura 47: Valori di riferimento dei parametri meccanici (NTC 2008)

Solaio piano tipo

- Calcolo G1 (carichi permanenti strutturali):
 - ✓ Volta = $0,15 \text{ m} * 19 \text{ kN/m}^3 = 2,4 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ Riempimento = $0,15 \text{ m} * 14 \text{ kN/m}^3 = 2,1 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ Tavolato = $0,02 * 6 \text{ kN/m}^3 = 0,12 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ **TOTALE** = $4,62 \text{ kN/m}^2$
- Calcolo G2 (carichi permanenti non strutturali):

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

- ✓ Massetto in cls = $0,04 \text{ m} * 14 \text{ kN/m}^3 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ Malta di allettamento = $0,01 \text{ m} * 21 \text{ kN/m}^3 = 0,21 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ Pavimento di ceramica = $0,02 \text{ m} * 8 \text{ kN/m}^3 = 0,16 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ Peso delle partizioni interne (spessore pari a 15 cm) = $1,4 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ **TOTALE** = $2,38 \text{ kN/m}^2$
 - Calcolo Qk (carichi variabili):
 - ✓ Solaio di civile abitazione = 2 kN/m^2 (dalla Tabella 3.1.II
- Valori dei carichi d’esercizio per le diverse categorie di edifici).

Solaio di copertura

- Calcolo G1 (carichi permanenti strutturali):
 - ✓ Travi di legno (20 * 20 cm) con interasse 50 cm = $2 * (0,2 \text{ m} * 0,2 \text{ m}) * 6 \text{ kN/m}^3 = 0,48 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ Tavolato = $0,03 \text{ m} * 6 \text{ kN/m}^3 = 0,18 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ **TOTALE** = $0,66 \text{ kN/m}^2$
 - Calcolo G2 (carichi permanenti non strutturali):
 - ✓ Coppi di argilla = $0,5 \text{ kN/m}^2$
 - Calcolo Qk (carichi variabili):
 - ✓ Copertura di civile abitazione = $0,5 \text{ kN/m}^2$ (Tabella 3.1.II
- Valori dei carichi d’esercizio per le diverse categorie di edifici)
- Carico neve:
 - ✓ $\mu = 0,8$
 - ✓ $q_{sk} = 0,82 \text{ kN/m}^2$ (riferito alla località di Modica)
 - ✓ $C_e = 1$ (condizioni di vento standard)
 - ✓ $C_t = 1$ (in assenza di studi specifici)

✓ **TOTALE** = 0,66 kN / m²

Balcone

- Calcolo G1 (carichi permanenti strutturali):
 - ✓ Balcone in pietra = 0,08 m * 19 kN/m³ = 1,52 kN/m²
- Calcolo G2 (carichi permanenti non strutturali):
 - ✓ Massetto in cls = 0,04 m * 14 kN/m³ = 0,56 kN/m²
 - ✓ Malta di Allettamento = 0,01 * 21 kN/m³ = 0,21 kN/m²
 - ✓ Pavimento di ceramica = 0,02 m * 8 kN/m³ = 0,16 kN/m²
 - ✓ **TOTALE** = 0,93 kN/m²
- Calcolo Qk (carichi variabili): Luogo soggetto ad affollamento = 4 kN/m² (Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d’esercizio per le diverse categorie di edifici).

2 - Calcolo delle forze sismiche

Conoscendo G_1 , G_2 e Q_k di tutti gli elementi strutturali presenti nell'edificio, si può procedere al calcolo del peso sismico della struttura, ricordando che la combinazione sismica riportata in Normativa è quella *caratteristica rara*:

$$W = G_1 + G_2 + 0,3 * Q_k$$

Vengono riportati in tabella i pesi sismici di piano considerando i maschi murari e le fasce di piano, computando a parte i pesi sismici relativi alle strutture voltate. Infatti, come riportato in seguito, le forze sismiche generate dalle masse delle strutture voltate dovranno essere calcolate in maniera più opportuna e consona per la complessità della struttura, considerando sia la volta in sé, il riempimento che vi grava sopra, i carichi verticali proveniente dai solai poggianti sulle volte, sia i muri di rinfiacco e i timpani laterali:

Tabella 20 : Pesi Sismici

Peso Sismico Piano 1	1097 kN
Peso Sismico Piano 2	993 kN
Peso Sismico Piano 3 (copertura)	456 kN
Volta a botte piano terra	291 kN
Volta a padiglione primo piano	250 kN
Volta a botte primo piano	130 kN

Secondo Normativa Italiana le forze sismiche da applicare piano per piano possono essere ricavate così:

$$F^j = F_h \frac{W_j z_j}{\sum_{i=1}^n W_i z_i}$$

Dove W è il peso sismico calcolato sopra, z sono le altezze di piano, F_h invece è la forza sismica orizzontale complessiva da applicare alla struttura. Per calcolarla si può usare lo strumento normativo che opera tenendo conto delle indicazioni contenute nella NTC 2008.

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

- FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);
- FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;
- FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

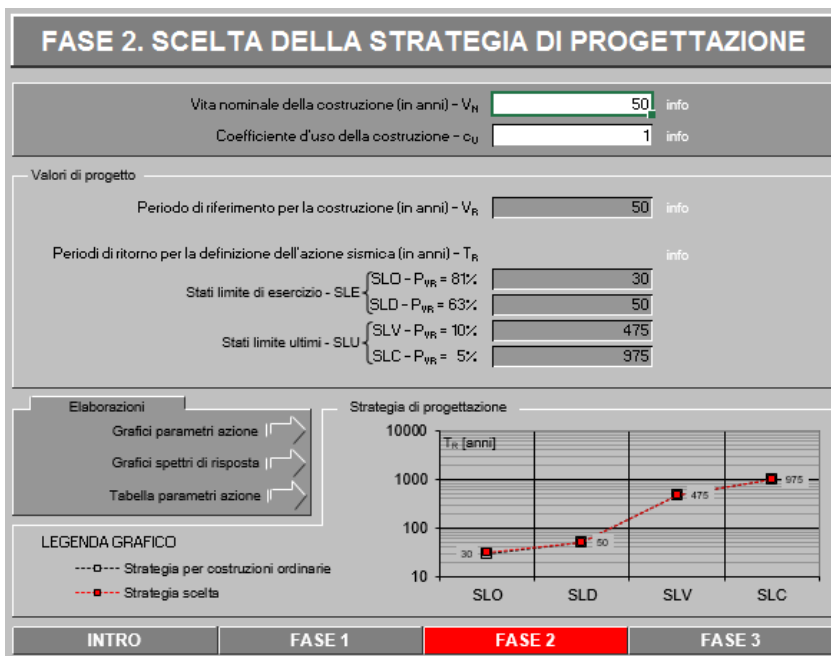
INTRO	FASE 1	FASE 2	FASE 3
-------	--------	--------	--------

Dopo aver scelto la località dove sorge il caso di studio, attraverso longitudine e latitudine vengono univocamente determinati i parametri a_g , F_0 , T_C^* con cui si definiscono le forme spettrali per ogni Stato Limite:

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

- a_g sarà l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- F_0 sarà il fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (valore minimo 2,2);
- T_C^* corrisponderà al periodo in corrispondenza dell'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Prima di trovare le forme spettrali bisogna però definire gli altri parametri caratteristici della struttura.



La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella 2.4.1 NTC 2008 allegata di seguito.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Figura 48: Valori di vita nominale (NTC 2008)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso. La normativa al capitolo 2.4.2 le definisce come riportato nella figura.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 49: classi di riferimento (NTC 2008)

In funzione della classe d'uso, si stabilisce il coefficiente d'uso C_U . Come si vede nella figura seguente, la normativa prescrive che per le costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti appartengono alla classe II per la quale si assume C_U pari a 1.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Le azioni sismiche su una costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N * C_U$$

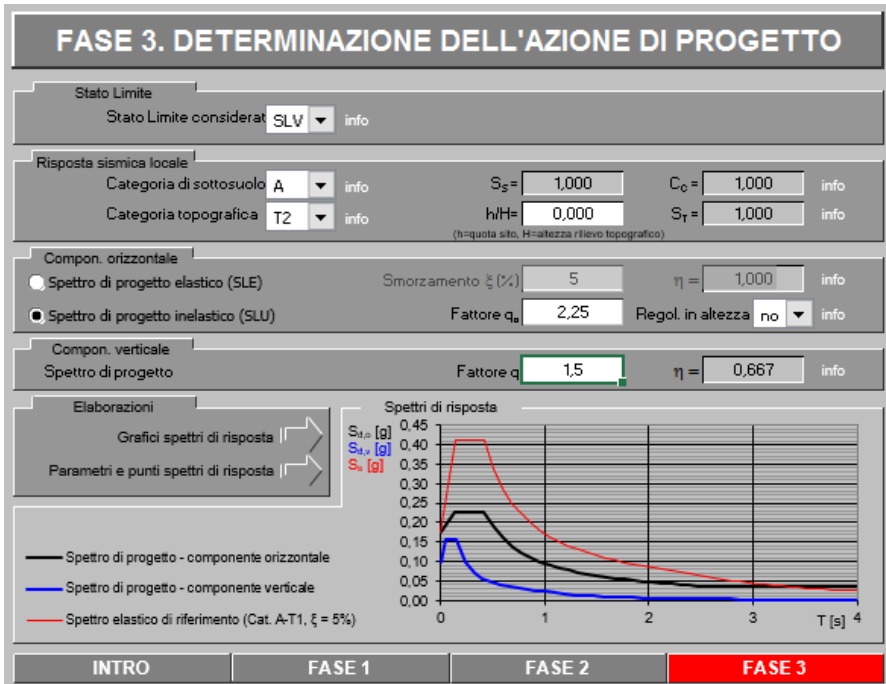
dove la vita nominale V_N e il coefficiente d'uso C_U assumono i valori viste nelle precedenti figure. Per la costruzione in studio, in funzione della vita nominale V_N e della classe d'uso C_U , si ricava il periodo di riferimento V_R con la formula di cui sopra:

$$V_R = V_N * C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

Il periodo di riferimento V_R di una costruzione, riveste notevole importanza in quanto è utilizzato per valutare il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica a cui fare riferimento per la verifica.

Con l'introduzione del D.M. 14/01/08, il parametro caratterizzante la pericolosità sismica, è il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento di V_R , i due parametri P_{VR} e T_R , sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro attraverso l'espressione riportata nell'allegato A delle NTC e trascritta di seguito.

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$



Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 50 : Tabella 3.2.V NTC 2008, valori di S_s e C_c per ogni categoria di sottosuolo

In particolare, secondo quanto riportato nel capitolo 3.2.2 del D.M. 14/01/2008, i pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ appartengono alla

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

categoria topografica T2 per la quale il valore di S_t è pari a 1,2, mentre la categoria di sottosuolo A porterà alla scelta di un fattore pari ad 1. Grazie a queste due informazioni sarà possibile calcolare il fattore di amplificazione S , che verrà usato e spiegato successivamente.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Figura 51 : Tabella 3.2.VI, valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_t

Dato che si eseguiranno analisi e verifiche agli Stati Limite Ultimi, sarà necessario definire il fattore di struttura “q”; come detto in precedenza, rappresenta la capacità dissipativa anelastica della struttura, e tiene conto della sua sovra-resistenza e dell’incremento del suo periodo proprio, conseguente alla riduzione di rigidità a seguito delle plasticizzazioni che si verificano negli elementi strutturali.

Il paragrafo C8.7.1.2 della Circolare 2 febbraio 2009 n° 617, fornisce i seguenti valori di riferimento per edifici esistenti: q pari a 2,0 α_u/α_1 per edifici regolari in elevazione, q pari a 1,5 α_u/α_1 negli altri casi. Considerato che l’edificio in esame non è regolare in quanto la configurazione in pianta non è compatta in relazione alla distribuzione delle masse e rigidità e i solai non sono ben

ammorsati alle pareti, si assume il rapporto pari a $1,5 \alpha_0/\alpha_1$. Si ricava dunque il valore del fattore di struttura $q = 1,5 * 1,5 = 2,25$

È possibile infine determinare gli spettri di progetto per lo Stato Limite Ultimo a partire dalle seguenti espressioni:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove:

- a_g sarà l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- S sarà il coefficiente di amplificazione dello spettro: come anticipato in precedenza, sarà il prodotto del coefficiente di condizione topografica S_t e del coefficiente di condizione stratigrafica S_s .
- F_0 sarà il fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (valore minimo 2,2);
- T_C^* corrisponderà al periodo in corrispondenza dell'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Si riportano di seguito le forme spettrali e le tabelle riassuntive derivanti dal foglio Excel generato dallo strumento Normativo.

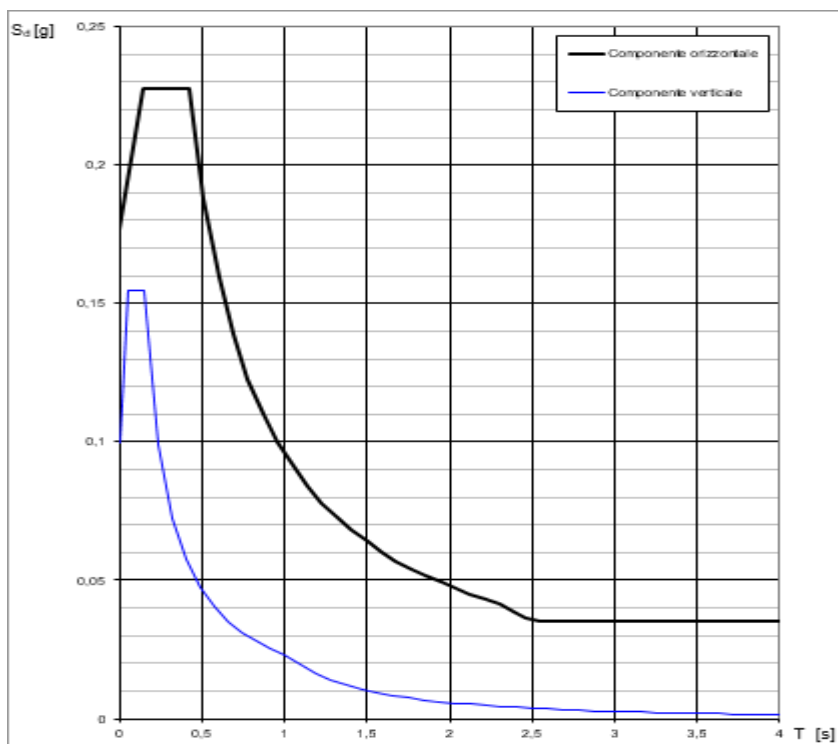


Figura 52 : Spettro di progetto per SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,176 g
F_g	2,326
T_C^*	0,420 s

T_B	0,140 s
T_C	0,420 s
T_D	2,305 s

Figura 53: parametri per Spettro di progetto allo SLV

Mettendo assieme tutte le informazioni disponibili, ovvero:

- T_1 della struttura calcolato secondo

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

pari a $0,05 * 10,68^{(3/4)} = 0,29$;

- $S = S_S * S_T = 1,2$;
- $q = 2,25$.

e ottenendo che T_1 della struttura è compreso tra T_B e T_C possiamo ricavare l'ordinata dello Spettro di progetto che sarà pari a $S_d(T_1) = 0,227781046$.

Noto ciò possiamo calcolare il valore F_h della la forza sismica orizzontale complessiva da applicare alla struttura.

$$F_h = \lambda * (W_{TOT})/g * S_d(T_1)$$

Usando un valore di λ pari a 1 ricaviamo F_h pari a 707,806478 kN che possiamo ripartire ai vari piani secondo la formula vista in precedenza.

Tabella 22 : Forze Sismiche

Forza Sismica Piano 1	142 kN
Forza Sismica Piano 2	274 kN
Forza Sismica Piano 3	187 kN

3 – Calcolo della forza sismica generata dalle masse delle strutture voltate

Per il calcolo della forza sismica F_a relativa invece alle strutture voltate si userà la formula 7.2.1 della NTC 2008, riportata di seguito, valida per tutti gli elementi strutturali secondari o non strutturali:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

dove:

- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame, calcolata come indicato nella Normativa;
- W_a è il peso dell'elemento, considerando peso della volta, riempimento al di sopra di essa, e carichi verticali dei solai soprastanti, calcolato già in precedenza;
- q_a è il fattore di struttura dell'elemento, preso pari a 2.

La Norma infatti specifica come *“alcuni elementi strutturali possono venire considerati “secondari”. Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto,*

mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi “secondari” si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali”.

Come visto nei capitoli precedenti, di sicuro le strutture voltate corrispondono alla descrizione fornita dalla Norma per elementi “secondari”, per rigidezza e resistenza.

Si otterranno le seguenti forze sismiche:

Tabella 23 : Forze Sismiche relative alle strutture voltate

Volta a botte piano terra	138 kN
Volta a padiglione primo piano	48 kN
Volta a botte primo piano	25 kN

che verranno sommate alle forze sismiche, calcolate in precedenza, dei relativi piani sismici di appartenenza; i totali sono riportati di seguito.

Tabella 24 : Forze Sismiche totali

Primo Piano Sismico	280 kN
Secondo Piano Sismico	347 kN
Terzo Piano Sismico	187 kN

Capitolo 5 – Problematiche di modellazione per edifici in muratura: Metodo SAM

1 – Problematiche di una modellazione 3D dell'edificio

Ai fini della modellazione 3D dell'edificio è possibile seguire diversi approcci, fra i quali i più utilizzati sono la modellazione per Elementi Finiti bi o tridimensionali, o la modellazione semplificata per macro-elementi.

I modelli discreti o macro-modelli mirano ad una sostanziale riduzione dell'onere computazionale essendo basati su una modellazione discreta in cui l'elemento base, o macro-elemento, è concepito per modellare, secondo un approccio semplificato, una porzione finita di muratura che può anche rappresentare un intero maschio murario e/o una fascia di piano.

L'intera struttura viene ottenuta per assemblaggio di macro-elementi e si ottiene così un modello globale dell'edificio su cui possono essere effettuate analisi statiche e dinamiche non-lineari. Il principale vantaggio che offre tale approccio è quello di ridurre considerevolmente l'onere computazionale dell'analisi rispetto alla modellazione agli elementi finiti, in quanto viene sostanzialmente ridotto il numero dei gradi di libertà ed inoltre il comportamento non lineare dell'elemento base viene generalmente descritto mediante legami costitutivi definiti in ambito mono-dimensionale.

Le maggiori difficoltà che si riscontrano nello sviluppo di un modello a macro-elementi (macro-modello) risiedono nella taratura dei parametri che lo caratterizzano, specialmente se questi non hanno un significato fisico immediato o se risentono dell'influenza di diversi fattori.

In una parete in muratura, nell'ipotesi che le fasce di piano siano più rigide e resistenti dei maschi sottostanti, i maschi murari tendono ad assumere un comportamento shear-type piano per piano; nel caso opposto di fasce più deboli, invece, i maschi tendono a comportarsi come una serie di mensole estese sull'intera altezza della parete, con modesto vincolo flessionale da parte delle fasce.

È evidente quindi che la resistenza delle pareti alle forze orizzontali, a parità di dimensioni, carichi verticali e caratteristiche dei maschi, è assai più elevata nel primo tipo di comportamento che nel secondo.

Quando l'ipotesi che le fasce di piano siano molto più rigide e resistenti dei maschi non risulta giustificata, un'alternativa all'analisi separata piano per piano è rappresentata dai modelli a macroelementi, nei quali le pareti vengono modellate mediante Elementi Finiti bidimensionali o assimilate a telai equivalenti in cui elementi deformabili (maschi murari e fasce di piano) collegano tra loro i nodi (porzioni di muratura in cui non si riscontra generalmente danneggiamento), generalmente considerati rigidi. Questi macroelementi sintetizzano danneggiamenti, rottura, scorrimenti e rotazioni in zone precostituite sulla base di assunzioni meccaniche ed implementazione di legami non lineari più o meno sofisticati.

Diversi metodi sono stati presentati nel corso degli anni, tra cui i modelli ideati da: D'Asdia e Viskovic (1994); Gambarotta e Lagomarsino (1996); Magenes e Della Fontana (1998).

2 – Il Metodo SAM

Si descrive l'ultimo modello elencato, che verrà impiegato nell'analisi della vulnerabilità per il caso studio; questo è stato sviluppato dapprima per pareti multipiano caricate nel proprio piano, e successivamente è stato esteso a problemi tridimensionali. Il metodo utilizza diverse ipotesi formulate in un metodo proposto da Magenes e Calvi nel 1996 (di cui si è mantenuto l'acronimo SAM, Symplified Analysis Methos). Tale metodo era stato pensato per l'analisi di pareti piane e proponeva un algoritmo implementabile anche in un foglio elettronico. Tuttavia, i limiti riscontrati nei tentativi di applicazione di tale approccio all'analisi di strutture di una certa dimensione e complessità hanno portato alla ricerca di una implementazione diversa, più efficiente dal punto di vista computazionale.

Facendo riferimento al problema di una parete multipiano in muratura con aperture, caricata nel piano, soggetta a carichi verticali costanti e a forze orizzontali crescenti applicate al livello dei solai, secondo una distribuzione assegnata, è possibile idealmente sostituire una parete muraria con un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale), elementi nodo. Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono

modellati come elementi di telaio (“beam-column”) deformabili assialmente e a taglio. Se si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi (offset rigidi) alle estremità degli elementi maschio e fascia.

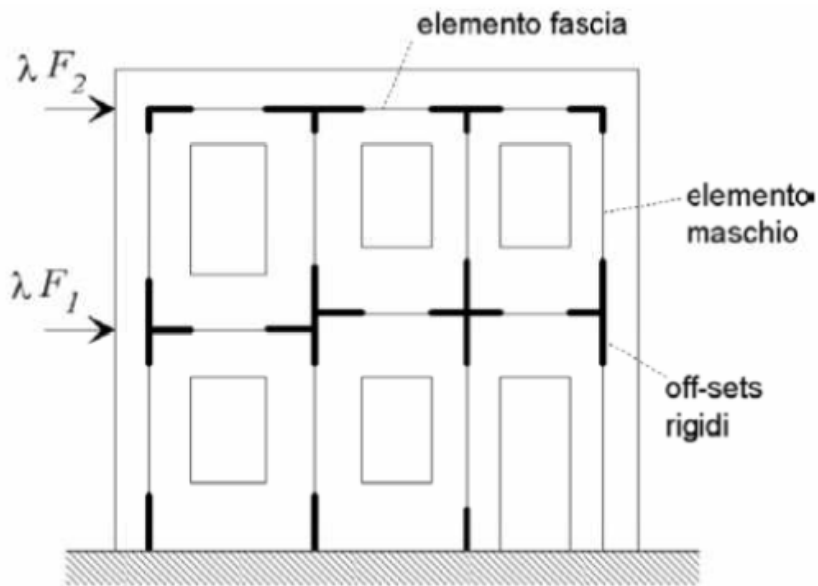


Figura 54 : Schematizzazione a telaio equivalente di una parete caricata nel piano

In un primo momento verrebbe da pensare che l’approccio giusto e più semplice sia quello di modellare le porzioni dell’edificio in muratura con elementi bidimensionali del tipo *shell*.

In realtà, specialmente in campo non lineare dove non vale più il principio di sovrapposizione degli effetti, tenere conto delle tensioni e degli spostamenti di tutti i nodi dell’elemento, a seconda di quanto sia fitta la mesh usata per modellare l’elemento, richiede un enorme

quantità di memoria e quindi un enorme sforzo computazionale. L'approccio a telaio equivalente semplifica enormemente l'aspetto computazione senza perdere nessuna delle informazioni necessarie per una corretta analisi.

3 – Il software 3Muri: applicazione metodo SAM e principi di funzionamento

Diversi software commerciali implementano al loro interno un motore grafico capace di discretizzare autonomamente l'intera struttura in muratura in un telaio equivalente; tra questi spicca il software della casa commerciale italiana S.T.A. Data, chiamato 3Muri, sviluppato dal Prof. Sergio Lagomarsino, dall'Ing Alessandro Galasco e dall'Ing. Serena Cattari, citati già per i loro studi nel corso della tesi. Il funzionamento del software di matrice italiana viene riportato di seguito.

Divisa una generica parete in muratura in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento (come è verificabile dalle osservazioni dei danni di sismi reali, da simulazioni sperimentali e numeriche) e che vengono modellate con macroelementi finiti monodimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x , u_z e rotazione y) e due gradi di libertà aggiuntivi interni. Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali

di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano.

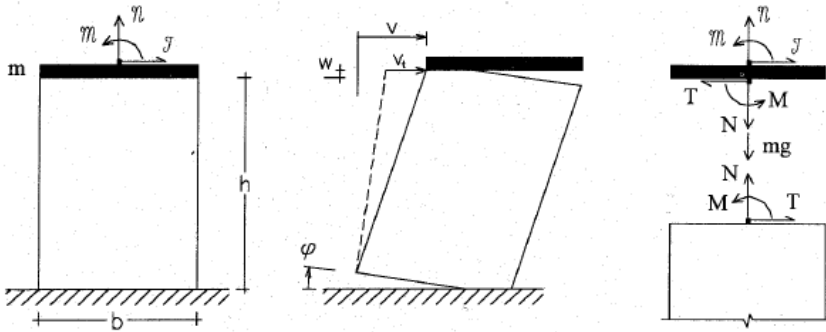


Figura 55 : caratterizzazione dei nodi rigidi

Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x,z) nel piano della parete e dalla quota z corrispondente a quelle degli orizzontamenti; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente u_x , u_z e rotazione y (nodi bidimensionali).

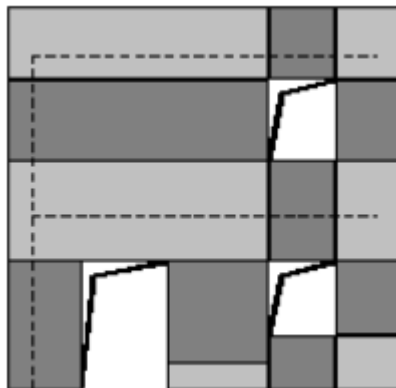


Figura 56: schematizzazione in maschi fasce e nodi rigidi

Gli orizzontamenti, che hanno la funzione di trasmettere i carichi verticali e le forze orizzontali sismiche agli elementi resistenti verticali, sono modellati tramite elementi finiti bidimensionali a comportamento membranale anisotropo, in quanto molto spesso, come evidenziato nei capitoli precedenti, è necessario definire due diversi moduli di elasticità lungo le due direzioni principali.

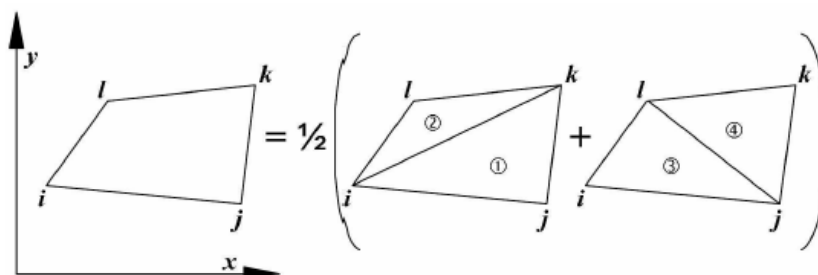


Figura 57 : modellazione del solaio

Ovviamente all'interno del programma è possibile fare qualsiasi tipo di modifica, così come inserire elementi resistenti quali catene o cordoli in c.a., ma di questo non ci si occuperà in quanto si studierà lo stato di fatto dell'edificio.

Capitolo 5 – Problematiche di modellazione per edifici in muratura: Metodo SAM

Particolare attenzione si dovrà prestare ai nodi di connessione tra pareti ortogonali, o anche tra pareti d'angolo.

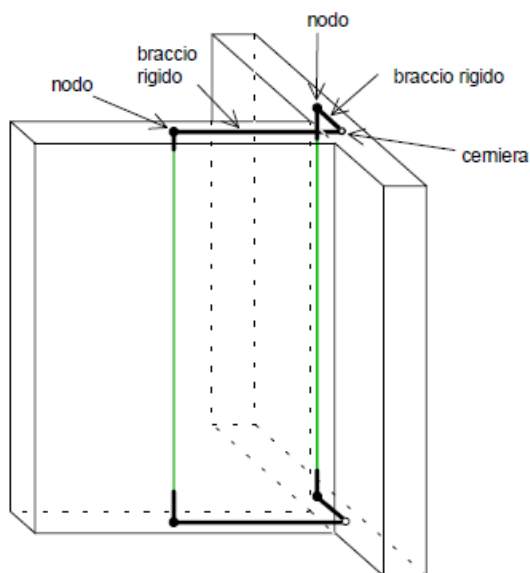


Figura 58 : intersezione d'angolo tra maschi murari

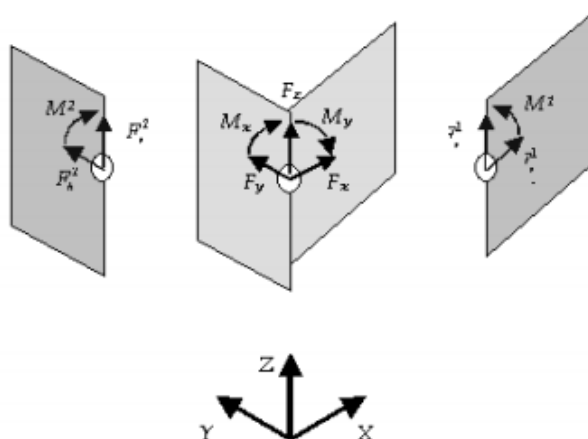


Figura 59 : procedura di assemblaggio delle pareti ortogonali

Come si vede dalla figura, l'unica sollecitazione libera sarà il Momento attorno all'asse verticale z ; in questo modo è molto più rapida l'analisi dei gradi di libertà liberi e vincolati in quanto univocamente determinati all'assemblaggio del telaio equivalente.

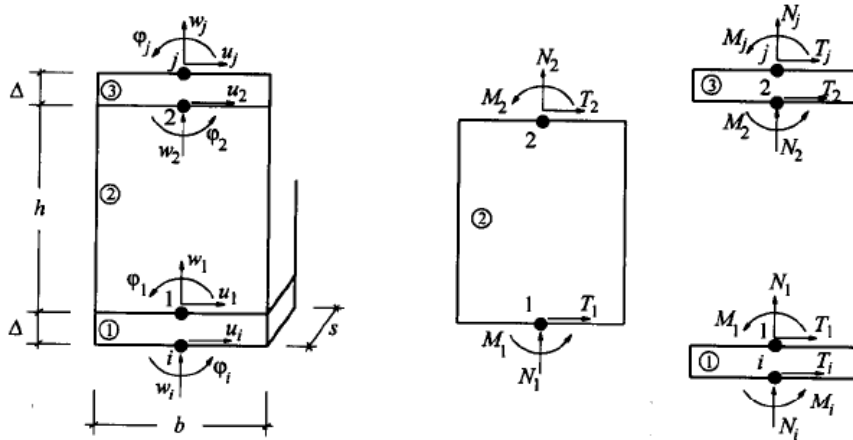


Figura 60 : gdl e sollecitazioni scambiate tra macroelemento e nodo rigido

Restano ora da definire le modalità di rottura dei singoli elementi: dall'esperienza dei terremoti passati, dall'osservazione dei danni che questi hanno causato sulle strutture in muratura, da prove di laboratorio e simulazioni numeriche, prevalgono sostanzialmente due tipi di rottura, rottura per pressoflessione e rottura per taglio.

Capitolo 5 – Problematiche di modellazione per edifici in muratura: Metodo SAM



Figura 61 : esempi di rottura per pressoflessione e rottura per taglio del maschio murario



Figura 62: esempio di rottura della fascia di piano

Da quanto osservato quindi, nella parte centrale del macroelemento resistente verticale si dovrà concentrare la rottura per taglio, mentre nelle parti inferiori e superiori quella per pressoflessione; il comportamento non lineare del macroelemento si attiverà quando sarà raggiunto il minore tra i due criteri di rottura, dopo di che la resistenza del macroelemento viene azzerata, trasformandolo in una

biella capace di trasmettere solo sforzi normali all'elemento stesso, senza interrompere l'analisi.

3.1 – Macroelemento Maschio

Entrando sempre più nel merito, si descriveranno adesso i due criteri di rottura, presentanti in precedenza, usati prima per la rottura dei maschi murari e successivamente per la rottura delle fasce di piano. Secondo quanto indicato nella NTC 2008, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

Figura 63: dominio di interazione per pressoflessione (NTC 2008)

Dove:

- l è la lunghezza del pannello;
- t è lo spessore del pannello;
- σ_0 è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione (quindi se agisce un sforzo normale P , $\sigma_0 = P/l*t$);
- f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Dato che si eseguiranno analisi non lineari, si ricorda cosa precisa la Norma a riguardo: la resistenza a pressoflessione può essere calcolata

ponendo f_d pari alla tensione media di resistenza a compressione della muratura (quindi non riducendo la tensione del fattore $\gamma_M = 2$, ma solo del FC pari ad 1,35) e lo spostamento ultimo può essere considerato pari al 0,6 % dell'altezza del pannello murario (C8.7.1.4 “Metodi di analisi globale e criteri di verifica” della Circolare Applicativa del 2009).

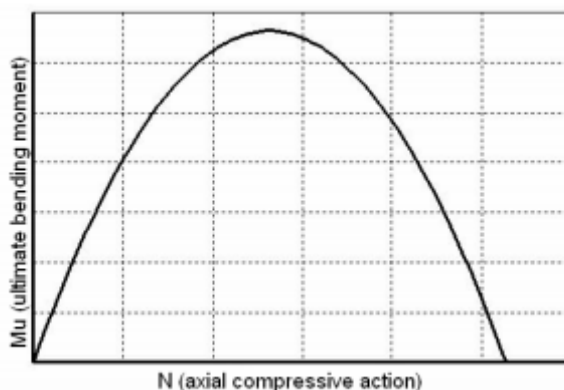


Figura 64: dominio di interazione per pressoflessione (NTC 2008)

Come è possibile osservare dal dominio di interazione, per bassi valori di Sforzo Normale il macroelemento ha una resistenza flessione (o Mu) molto basso; questo rispecchia perfettamente la problematica dei materiali da costruzione NRT (Non Resistenti a Trazione), ovvero quella di essere in grado di offrire resistenza solo con adeguato livello di Sforzo Normale.

Per quanto riguarda invece la rottura per taglio dei pannelli murari si prenderà a riferimento la formula (8.7.1.1) della Circolare Applicativa 2009, che, riprendendo il Criterio di Turnšek Cacovic, specifica che nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da

blocchi non particolarmente resistenti, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con la relazione seguente:

$$V_t = 1 \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = 1 \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

Figura 65: dominio di interazione per taglio (Circolare 2009)

Dove:

- l è la lunghezza del pannello;
- t è lo spessore del pannello;
- σ_0 è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione (quindi se agisce un sforzo normale P , $\sigma_0 = P/(l \cdot t)$);
- f_{td} e τ_{0d} sono rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1,5 \cdot \tau_0$);
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, però compreso tra il valore minimo di 1 e il valore massimo di 1,5, con h intesa l'altezza del pannello.

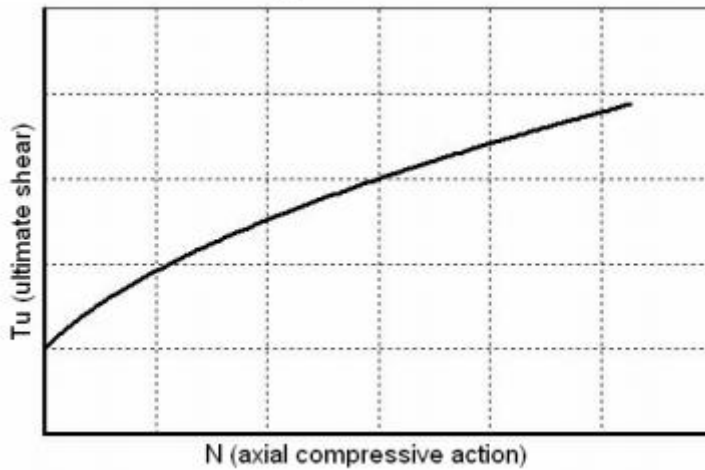


Figura 66: dominio di interazione per taglio (Circolare 2009)

In questo caso non vi è mutua interazione fra il criterio di resistenza a pressoflessione e quello a taglio poiché non entra in gioco la lunghezza di zona compressa. Lo spostamento ultimo prescritto dalla Normativa Italiana corrisponde al 0,4 % dell'altezza del pannello murario.

3.2 – *Macroelemento Fascia*

Discorso a parte meritano le fasce di piano, che sono elementi di cruciale importanza: in mancanza di solaio sufficientemente rigido sono queste ultime infatti a trasferire le azioni orizzontali agli elementi resistenti verticali, i maschi murari. A seconda quindi della deformabilità delle fasce di piano cambierà la risposta strutturale di tutto l'edificio; se sono eccessivamente deformabili, non daranno un vero e proprio contributo in termini di resistenza ma rientreranno nella categoria di fasce di piano pendolari, con la sola funzione di collegare i maschi murari in testa.

Per loro natura, queste fasce di piano pendolari non avranno una rigidezza flessionale, mentre i maschi murari si comporteranno come mensole estese per tutta l'altezza di interpiano e presenteranno una rottura per pressoflessione.

Se invece le fasce di piano sono sufficientemente rigide, l'edificio avrà un comportamento simil *shear-type* e i maschi presenteranno una rottura prevalentemente per taglio; come si vede in figura, la distribuzione dei Momenti sollecitanti è ridotta lungo i diversi piani dell'edificio rispetto ad una distribuzione di Momenti con fasce deformabili.

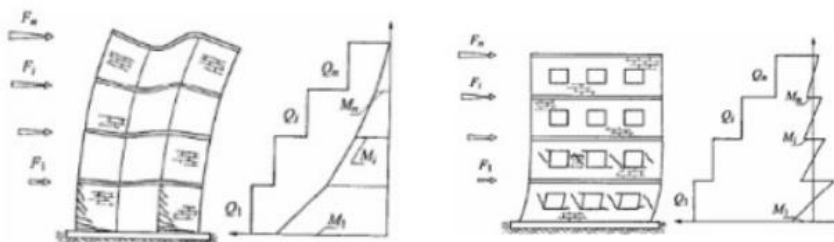


Figura 67: differenza tra fasce flessibili (a sinistra) e fasce rigide (a destra)

Inoltre in esse non è garantito un sufficiente livello di sforzo normale come nei maschi murari, penalizzandone la resistenza; quindi bisognerà adottare criteri diversi per la rottura rispetto a quelli usati per la rottura dei maschi murari.

Per la rottura a taglio verrà quindi adottato il Criterio di Mohr – Coulumb, come riportato al punto 7.8.2.2.4 della NTC:

$$V_t = h t f_{vd0}$$

Figura 68: taglio ultimo per travi in muratura

Dove:

- h è l'altezza della sezione della fascia di piano;
- t è lo spessore della sezione della fascia di piano;
- f_{vd0} è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a

trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come:

$$M_u = H_p \cdot h / 2 \left[1 - H_p / (0,85f_{hd} \cdot h \cdot t) \right]$$

Figura 69: momento ultimo per travi in muratura

Dove:

- H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4f_{hd} \cdot h \cdot t$;
- h è l'altezza della sezione della fascia di piano;
- t è lo spessore della sezione della fascia di piano;
- f_{hd} è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale.

Il software 3Muri è quindi la concretizzazione di un modello matematico che interpreta la realtà fornendo una soluzione più o meno approssimata; inoltre il software riesce a:

- tenere conto di un legame che descriva in modo corretto il comportamento dei materiali (muratura, calcestruzzo, acciaio) sottoposti ad azioni sismiche e tenere conto delle specifiche modalità di rottura;
- creare un modello che schematizzi l'intera struttura cogliendone le caratteristiche globali e l'interazione dei vari elementi (pareti e solai);
- soddisfare le richieste imposte dalla Normativa, sia quella vigente che quelle passate.

Capitolo 6 – Analisi Globale di Pushover tramite software 3Muri

1 – Creazione del modello e impostazione parametri analisi

L'analisi strutturale dell'edificio caso di studio è stata condotta implementando nel software 3Muri il modello dell'edificio, le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono state esposte nei capitoli precedenti.

Il software 3Muri ha un'interfaccia grafica intuitiva che consente una rapida modellazione, secondo lo schema a Telaio Equivalente, dell'unità strutturale; per prima cosa il software permette la definizione della Normativa secondo cui operare, distinguendo tra Tipologia di edificio (nuovo o esistente) e Normativa Attiva, nel caso l'edificio sia stato costruito secondo le indicazioni di una Normativa differente da quella vigente attualmente.

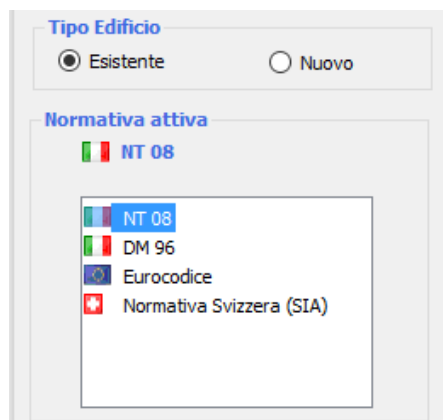


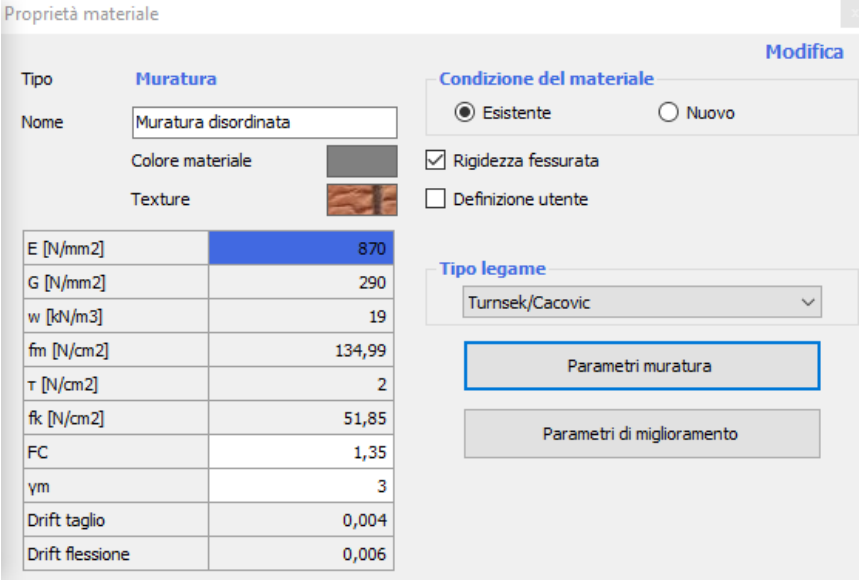
Figura 70 : schermata definizione parametri modello

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Tramite poi le diverse sezioni presenti nel software è possibile cominciare la modellazione; per prima cosa, tramite la sezione “**Pareti**” è possibile implementare nell’ambiente grafico il file DXF (proveniente dal disegno tecnico sul software Autocad) riprodotto della planimetria dell’edificio, e quindi agevolmente definire tutte le pareti, sia perimetrali che interne, presenti ad ogni interpiano.

Attraverso la sezione “**Struttura**” è possibile quindi attribuire un materiale costruttivo ad ogni elemento definito in precedenza; il software implementa al suo interno la tabella C8A.2 della Circolare del 2009 riportante tutte le caratteristiche meccaniche delle diverse tipologie di materiale.

Come già detto in precedenza nel Capitolo 1, si farà riferimento alla tipologia *Muratura in pietrame disordinata* con Livello di Conoscenza pari ad 1.



Proprietà	Valore
E [N/mm ²]	870
G [N/mm ²]	290
w [kN/m ³]	19
f _m [N/cm ²]	134,99
τ [N/cm ²]	2
f _k [N/cm ²]	51,85
FC	1,35
γ _m	3
Drift taglio	0,004
Drift flessione	0,006

Figura 71: schermata definizione parametri materiale

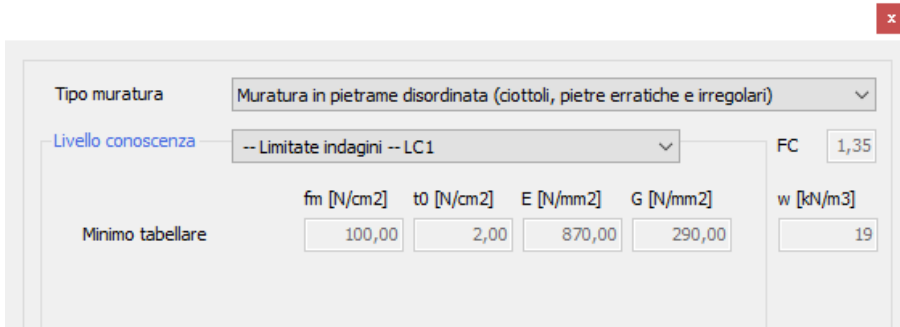


Figura 72: schermata definizione parametri muratura

Dopo aver assegnato le proprietà meccaniche alle pareti, vi è la possibilità di inserirvi bucatre, secondo cui poi nel modello a Telaio Equivalente si creeranno le fasce di piano e i nodi rigidi.

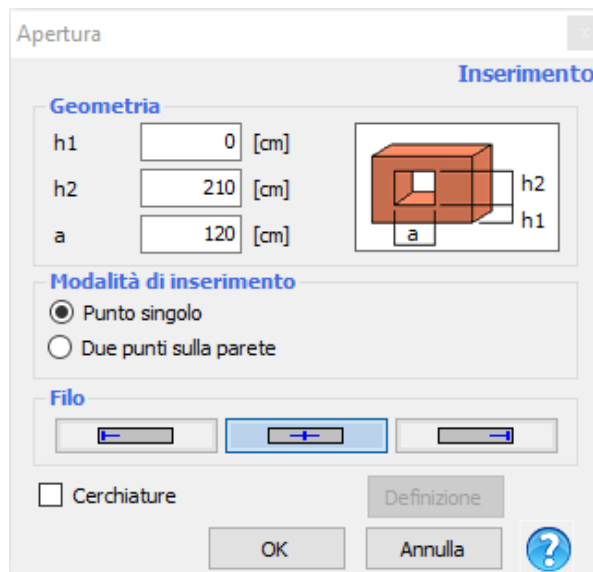


Figura 73: schermata definizione aperture

Infine è possibile definire la tipologia (o le tipologie, come nel caso di studio) di orizzontamento presente nell'edificio; per quanto

riguarda orizzontamenti piani è possibile scegliere tra diverse tipologie, tra cui *Impalcato rigido* o altre tipologie, come ad esempio solai in legno con travetti affiancati e tavolato semplice, che rientrano nella categoria di *solaio flessibile*, con la possibilità di definire tutte le caratteristiche geometriche e meccaniche in base a che materiali sono presenti nell'orizzontamento. Dopo aver posizionato il solaio al corrispondente piano di appartenenza sarà possibile definirne i carichi strutturali permanenti (G1), non strutturali permanenti (G2) e i carichi variabili (Qk) con rispettivi fattori di combinazione.

Di particolare utilità è la possibilità di definire, all'interno del software, anche la tipologia di orizzontamento voltato.

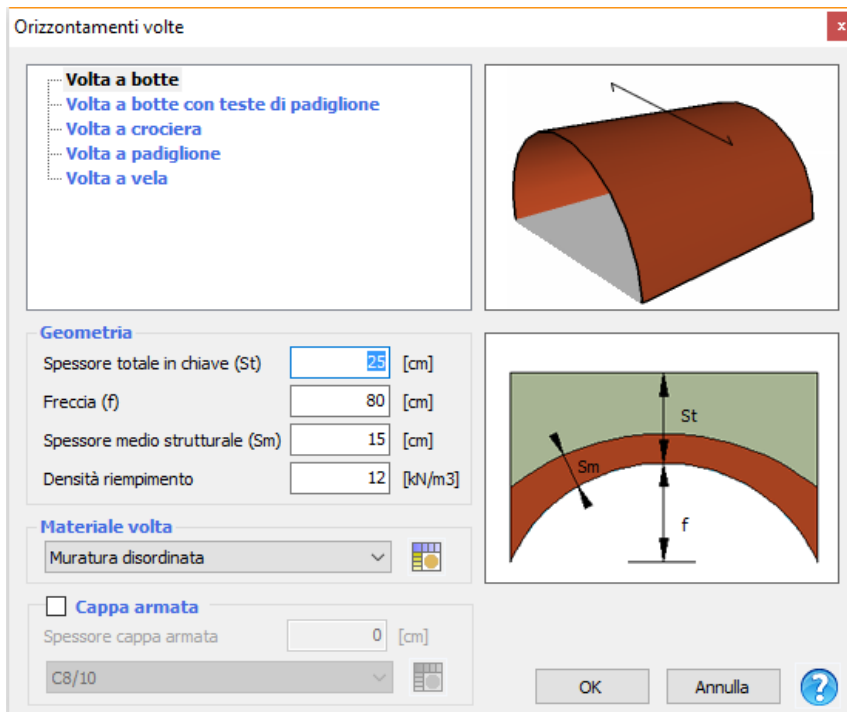


Figura 74: schermata definizione struttura voltata

Per ogni tipologia di volta è possibile definire, come nel caso di orizzontamento piano, caratteristiche geometriche e materiali costruttivi; in base alle informazioni immesse, il software è in grado di calcolare automaticamente il carico G1, inteso come peso proprio della volta e del riempimento, e la rigidezza equivalente di cui si è parlato a lungo nel Capitolo 2.

Carichi

Quota	640	[cm]
Gk1	530	[daN/m ²]
Gk2	230	[daN/m ²]
Qk	200	[daN/m ²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio: 0,0 [cm]

NT 08

Ψ_2 : 0,30 Ψ_0 : 0,70

Tipo

Volta a botte

Spessore	15,0	[cm]
G	154,87	[N/mm ²]
Ex	464,61	[N/mm ²]
Ey	464,61	[N/mm ²]
v	0,20	

Scarico masse

Monodirezionale Bidirezionale

Scarico direzione principale: 100 %

Figura 75: schermata definizione struttura voltata

Infine si definirà il tipo di copertura presente, potendone decidere la risposta ai fini del comportamento sismico: se infatti, la copertura ha una rigidezza trascurabile, legata alle sue proprietà geometriche e meccaniche, rispetto al resto degli elementi strutturali, si potrà impostare l'opzione *non strutturale*. In caso di impostazione errata infatti, ciò porterebbe ad una sovrastima della capacità di ripartizione dei carichi da parte della copertura e quindi un'errata interpretazione del reale comportamento sismico. Nel caso di copertura a falda non strutturale, la presenza di timpani, non verrà considerata nel calcolo in quanto la loro risposta è prevalentemente fuori piano, e il software considera solo le risposte nel piano degli elementi strutturali.

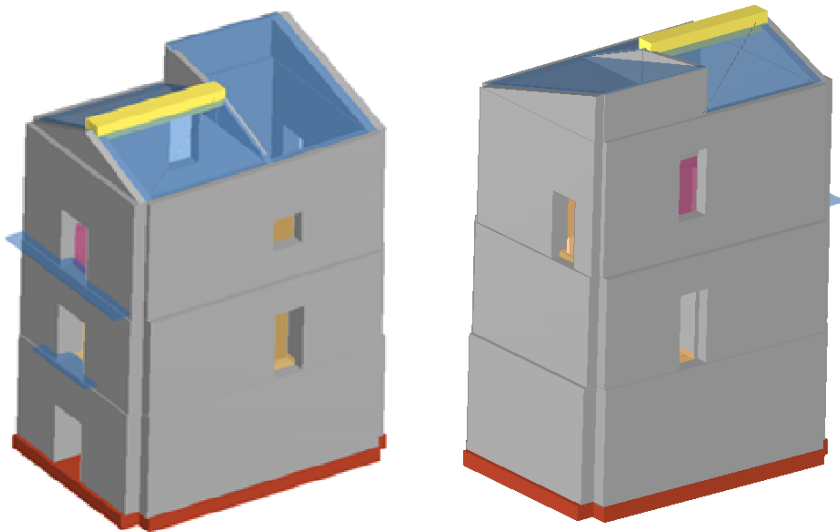


Figura 76 : edificio 3D, prospetto Nord-Est e Sud-Ovest

Nella sezione “**Analisi Globale**” sarà possibile eseguire l’analisi non lineare di *Pushover* sulla struttura e visualizzarne i risultati. Il primo step è la creazione della mesh automatica dell’edificio secondo la schematizzazione a Telaio Equivalente; verranno creati e identificati i vari maschi murari (mostrati in arancio nelle figure seguenti), le fasce di piano che li connettono in presenza di bucaure presenti nelle pareti (mostrate in verde), e i nodi rigidi di connessione tra gli elementi (mostrati in azzurro).

Per le dimensioni dei maschi murari, delle aperture e per le caratteristiche geometriche degli orizzontamenti si rimanda al Capitolo 3.

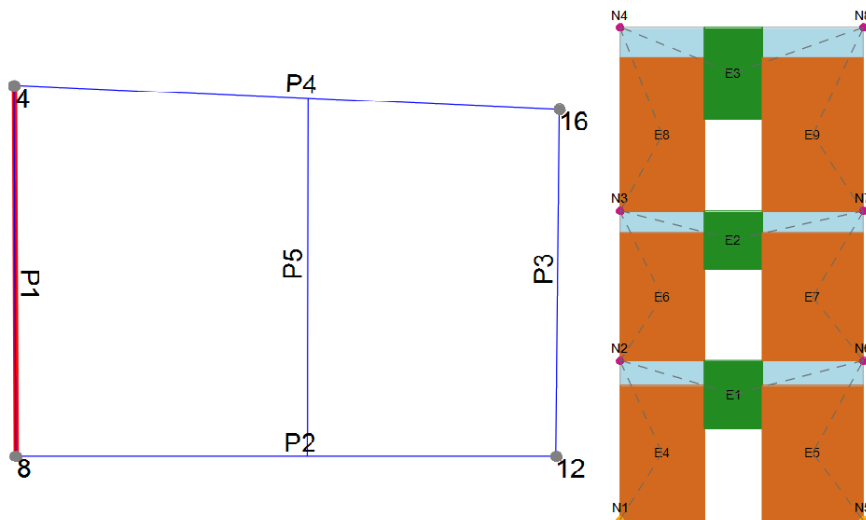


Figura 77: mesh relativa alla parete 1

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

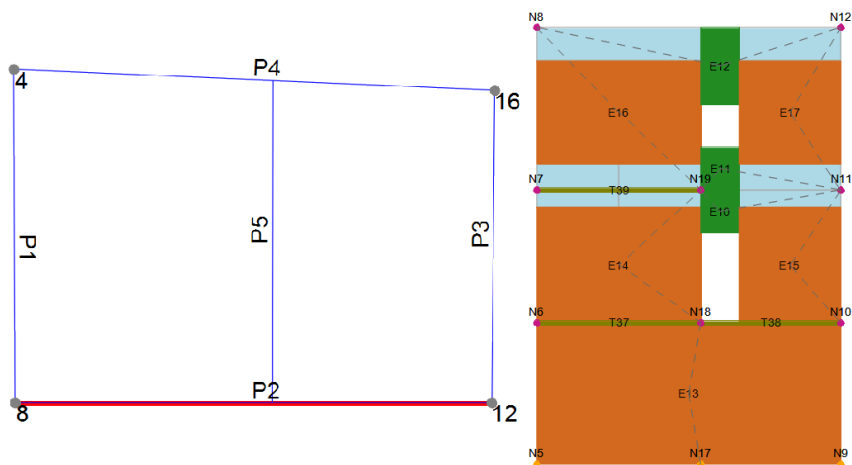


Figura 78: mesh relativa alla parete 2

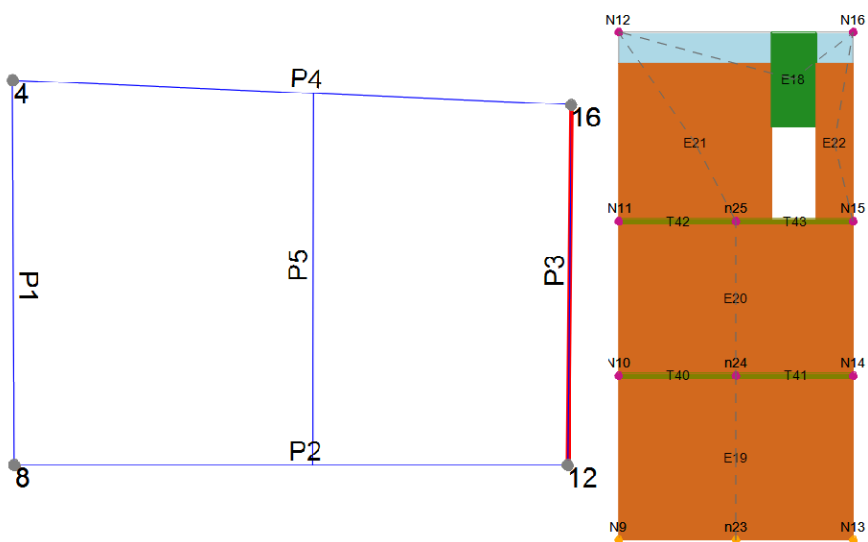


Figura 79: mesh relativa alla parete 3

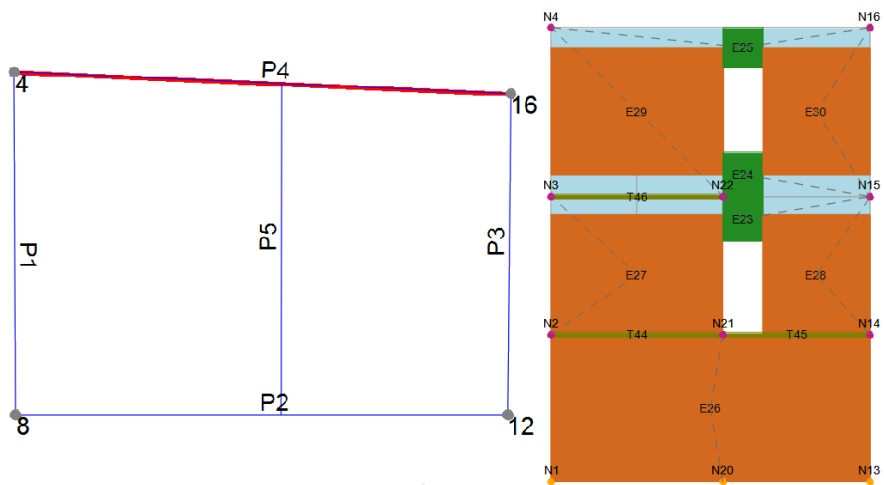


Figura 80: mesh relativa alla parete 4

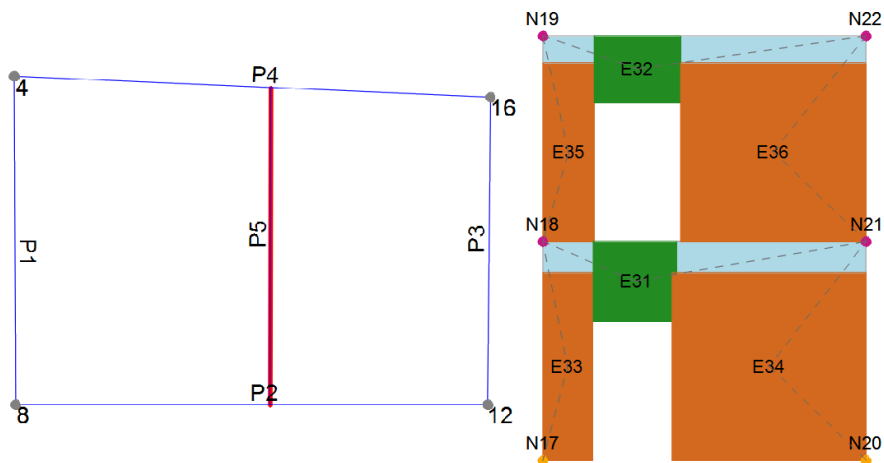


Figura 81: mesh relativa alla parete 5

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Sono possibili naturalmente modifiche manuali alla mesh, per riadattarla ad eventuali cambiamenti di modellazione. Questa funzione di modifica della mesh sarà sfruttata per assegnare vincoli esterni monolateri a tutti quei nodi di contatto tra l'edificio e l'ingrottamento che parzialmente avvolge parzialmente l'edificio caso di studio: in questo modo saranno bloccate le traslazioni nel verso considerato dalle analisi di Pushover.

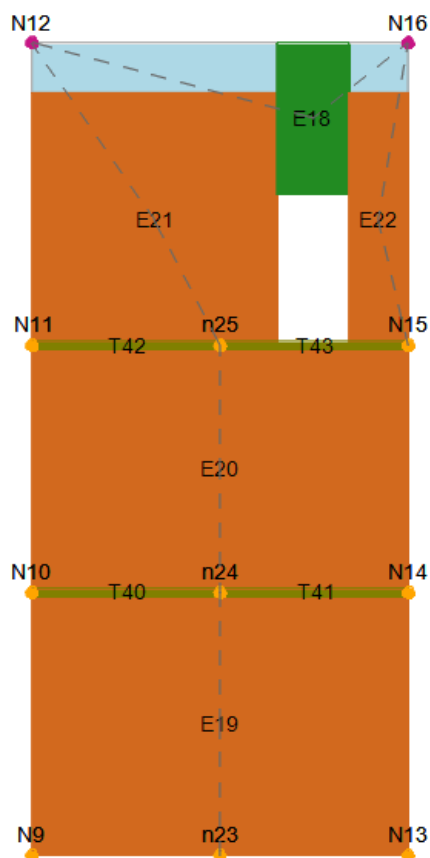


Figura 82: esempio di mesh di una parete muraria, in giallo i nodi vincolati

Dopo aver creato la mesh dell'edificio secondo il Telaio Equivalente, sarà possibile definire automaticamente l'azione sismica gravante sull'edificio, secondo le indicazioni della Normativa scelta all'inizio del percorso di modellazione della struttura.

Per quanto riguarda la Normativa Italiana 2008 sono implementati funzioni automatiche per il calcolo dei parametri sismici dipendenti dal sito (in relazione alla categoria di suolo e alla classe topografica) in cui si trova la struttura. Quindi sostanzialmente, quanto calcolato nel Capitolo 4 riguardo alle Forze Sismiche, viene computato automaticamente dal software, inserite le informazioni necessarie come Longitudine, Latitudine, Vita Nominale e Classe d'uso.

Azione sismica

NT 08

Parametri di pericolosità sismica

Calcola

	SLV	SLD	SLO
a	1,743	0,432	0,305
F ^g ₀	2,32	2,55	2,52
T _c *	0,42	0,26	0,21
T _R	475	50	30

Classe suolo

A

	SLV	SLD	SLO
S _S	1,00	1,00	1,00
T _B	0,14	0,09	0,07
T _C	0,42	0,26	0,21
T _D	2,31	1,78	1,72

Categoria topografica

T2

S_T 1,2

Figura 83: schermata definizione parametri sismici

All'interno della sezione “**Analisi Globale**” sarà possibile poi, tramite il comando “calcolo”, generare le masse relative agli orizzontamenti, alle falde e agli altri elementi strutturali; verranno quindi create 24 analisi differenti l'una dall'altra, più in particolare si avranno:

- 4 analisi, in base alla direzione del sisma (\pm Direzione X, (\pm Direzione Y);
- Considerando le 2 diverse distribuzioni di forze sismiche previste nella Normativa Italiana, ovvero una distribuzione appartenente al I° Gruppo, proporzionale alla prima forma modale, chiamata convenzionalmente Triangolare Inversa, e una distribuzione appartenente al II° Gruppo, proporzionale alle masse e quindi uniforme lungo tutta l'altezza dell'edificio, si arriva ad un totale di 8 combinazioni;
- Infine, si eseguiranno queste 8 analisi Pushover nel caso di eccentricità accidentale, ovvero la differenza di coordinate in pianta tra il Baricentro delle Masse e il Baricentro delle Rigidezze, nulla, calcolata secondo il lato X in pianta e secondo il lato Y in pianta.

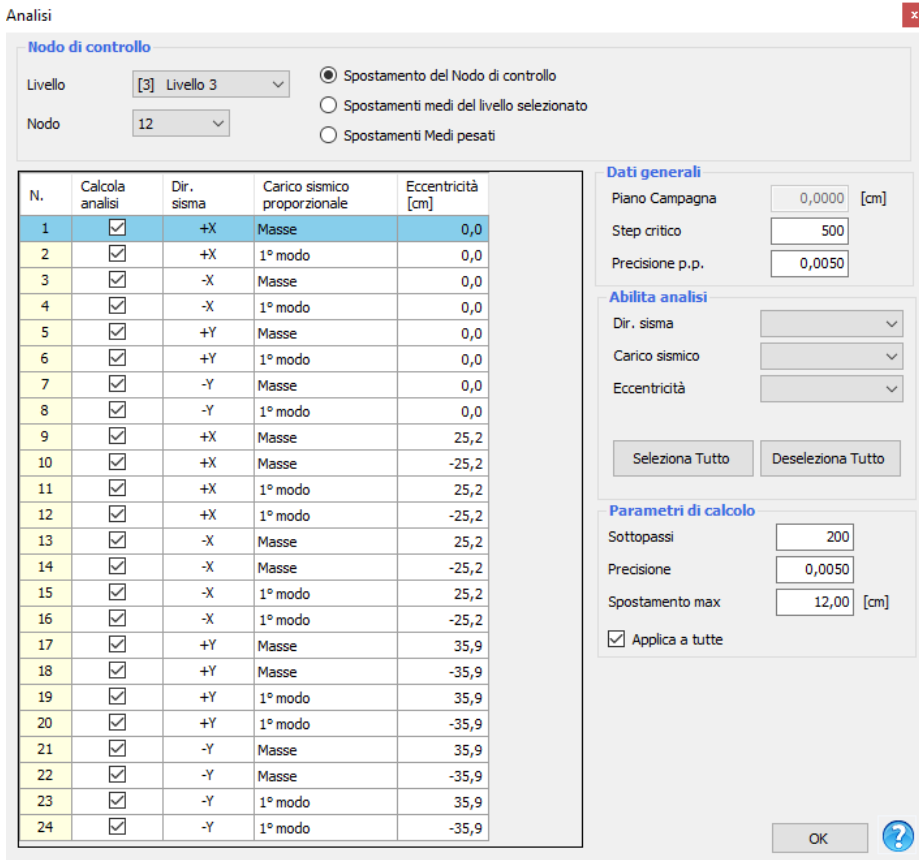


Figura 84: schermata definizione tipologie analisi

Particolare importanza riveste la scelta del nodo di controllo delle Analisi di Pushover; ad esso infatti è associato lo spostamento ultimo della struttura corrispondente allo Stato Limite SLV e relativo ad un decremento della resistenza pari al 20% di quella totale. Se non scelto correttamente, selezionare il nodo di controllo errato può portare ad una interpretazione errata della capacità strutturale dell'edificio; per questo motivo il progettista di volta in volta dovrà, in base alle irregolarità dell'edificio studiato, e alle rigidezze del diverse elementi strutturali, ipotizzare quale dei nodi di controllo avrà gli spostamenti

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

maggiori, oppure per via iterativa eseguire le Analisi di Pushover per tutti i nodi di controllo che ritiene opportuno e poi scegliere tra questi quello che restituisce il livello maggiore di vulnerabilità. Ovviamente questo ultimo approccio, usato successivamente per le Analisi eseguite è a vantaggio di sicurezza e abbastanza cautelativo, anche se dispendioso in termini di tempi di elaborazione.

Le Curve di Capacità che il programma restituisce sono elaborate incrementando passo per passo lo spostamento del nodo di controllo scelto, e successivamente definendo passo per passo il campo di forze richiesto; rispetto all'approccio classico impostato sul controllo incrementale di forze, con l'approccio del software 3Muri è possibile cogliere possibili tratti di softening che si manifestano dopo il raggiungimento del Taglio massimo per cui si verificano i meccanismi di collasso.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	0,10	1,14	0,49	0,03	0,24	0,02	0,24	4,099	6,452	9,246
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	0,18	1,08	0,99	0,06	0,24	0,04	0,24	2,344	3,750	5,528
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	25,17	0,08	1,14	0,46	0,03	0,24	0,02	0,24	4,433	7,100	9,903
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-25,17	0,11	1,14	0,55	0,04	0,30	0,03	0,30	3,759	6,413	9,539
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	25,17	0,16	1,14	0,94	0,05	0,24	0,03	0,24	2,625	3,978	5,899
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-25,17	0,25	1,08	1,10	0,06	0,24	0,04	0,24	2,152	3,459	5,100

Figura 85: schermata dati analisi

I risultati delle verifiche vengono successivamente mostrati in una finestra grafica in cui, al variare delle diverse analisi, vengono mostrati lo spostamento massimo richiesto dal sisma Dmax e lo spostamento ultimo offerto dalla struttura Du, per SLO, SLD e SLV. Per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita è inoltre richiesta una verifica basata sul fattore di struttura q*: infatti, dato che la muratura

è un materiale fragile, la Normativa Italiana ne limita le capacità dissipative e le capacità di subire deformazioni in campo plastico, definendo un valore massimo di 3. Il parametro q^* è riferito al sistema equivalente ad un grado di libertà, in cui viene trasformato il sistema multi grado, secondo la procedura esposta al Capitolo 1; l'espressione vale

$$q^* = S_e (T^*) * \frac{m^*}{F_y^*}$$

Dove:

- $S_e (T^*)$ rappresenta lo spettro elastico di risposta dipendente dal periodo di vibrare proprio del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- m^* rappresenta la massa del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- F_y^* rappresenta la Forza di plasticizzazione del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- T^* rappresenta il periodo fondamentale di vibrazione del sistema equivalente ad un grado di libertà, ed è ricavabile tramite la seguente espressione:

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

Dove k^* rappresenta la rigidezza del sistema equivalente ad un grado di libertà.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Dettaglio verifiche

Verifica SLV				Parametri di Analisi	
Dmax	1,86	[cm]	<=	Du	2,05 [cm]
q*	9,39	>	3	Du/Dmax =	1,10
La verifica NON è soddisfatta					
Verifica SLD				T*	[s]
Dmax	0,32	[cm]	<=	Dd	0,42 [cm]
La verifica è soddisfatta					
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco					
Verifica SLO				m*	[kg]
Dmax	0,18	[cm]	<=	Do	0,42 [cm]
La verifica è soddisfatta					
w	[kg]	392771,77			
m*/w	[%]	47,267			
Γ	1,05				
F*y	[daN]	9589			
d*y	[cm]	0,16			
d*u	[cm]	1,96			

Figura 86 : schermata con dettagli delle verifiche

2 – Modellazione degli orizzontamenti

Secondo quanto esposto nel Capitolo 3, si sfrutterà la possibilità di definire manualmente la tipologia di orizzontamento per modellare le strutture voltate secondo la Modellazione Equivalente Piana. Si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture voltate presenti nell'edificio:

Tabella 25: parametri geometrici e meccanici delle strutture voltate

	f/L	s/L	E_v/E
Volta 1 (botte)	0,24	0,03	0,17
Volta 2 (padiglione)	0,25	0,03	0,22
Volta 3 (botte)	0,29	0,06	0,10

Tramite la funzione “Definizione utente”, all’interno della finestra di comando “Solaio” è possibile inserire manualmente i valori dei moduli elastici E_x ed E_y per una corretta modellazione equivalente delle strutture voltate. Si riportano di seguito i moduli elastici da impostare per le strutture voltate presenti nell’edificio, calcolati nel Capitolo 2:


- la muratura usata per modellare la volta 1, della tipologia a botte, situata al piano terra, avrà un E_x pari a 148 N/mm^2 , mentre E_y rimane pari al modulo elastico della muratura data la grande rigidezza in senso longitudinale;
- la muratura usata per modellare la volta 2, della tipologia a padiglione, situata al primo piano, avrà un E_x ed un E_y pari a 175 N/mm^2 ;
- la muratura usata per modellare la volta 3, della tipologia a botte, situata al primo piano, avrà un E_x pari a 87 N/mm^2 mentre E_y rimane pari al modulo elastico della muratura data la grande rigidezza in senso longitudinale.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Solaio

Modifica

Carichi



Quota [cm]

Gk1 [daN/m²]

Gk2 [daN/m²]

Qk [daN/m²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio [cm]

NT 08

Ψ_2 Ψ_0

Tipo

-- Definizione utente --

Spessore [cm]

G [N/mm²]

Ex [N/mm²]

Ey [N/mm²]

v

Scarico masse

Monodirezionale Bidirezionale

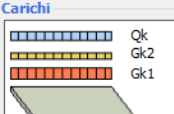
Scarico direzione principale %

Figura 87: definizione della volta a botte secondo modellazione equivalente

Solaio

Modifica

Carichi



Quota [cm]

Gk1 [daN/m²]

Gk2 [daN/m²]

Qk [daN/m²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio [cm]

NT 08

Ψ_2 Ψ_0

Tipo

-- Definizione utente --

Spessore [cm]

G [N/mm²]

Ex [N/mm²]

Ey [N/mm²]

v

Scarico masse

Monodirezionale Bidirezionale

Scarico direzione principale %

Figura 88: definizione della volta a padiglione secondo modellazione equivalente

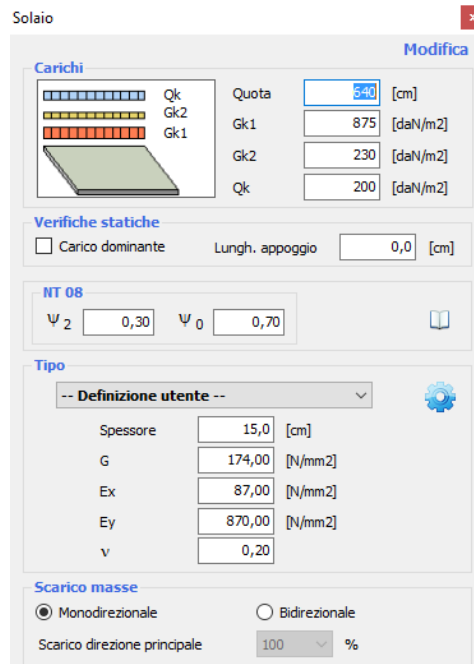


Figura 89: definizione della volta a botte a primo piano secondo modellazione equivalente

3 – Considerazioni sull'influenza dell'ingrottamento nell'Analisi Globale

Data la presenza dell'ingrottamento, in diversa misura, nelle varie facciate dell'edificio e ai primi due piani dell'edificio, si è proceduto ad analizzare l'edificio secondo le 4 direzioni ($\pm X$, $\pm Y$) separatamente le une dalle altre.

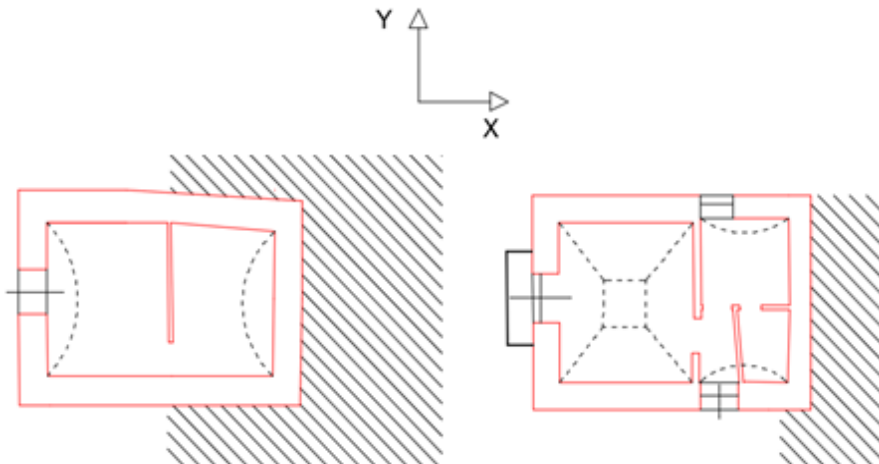


Figura 90: presenza ingrottamento piano terra e primo piano

Come si vede in figura, l'ingrottamento interessa le analisi di spinta nelle direzioni $+X$, $+Y$ e $-Y$; per ogni analisi nelle direzioni citate verranno impostati i vincoli esterni, come mostrato nei paragrafi precedenti, tramite modifica manuale della mesh.

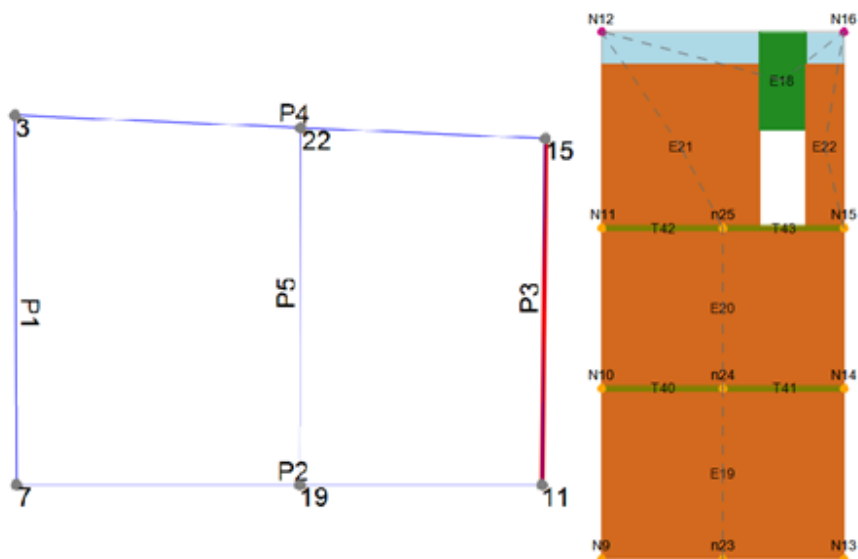


Figura 91: in giallo i nodi vincolati per Analisi di Spinta direzione +X

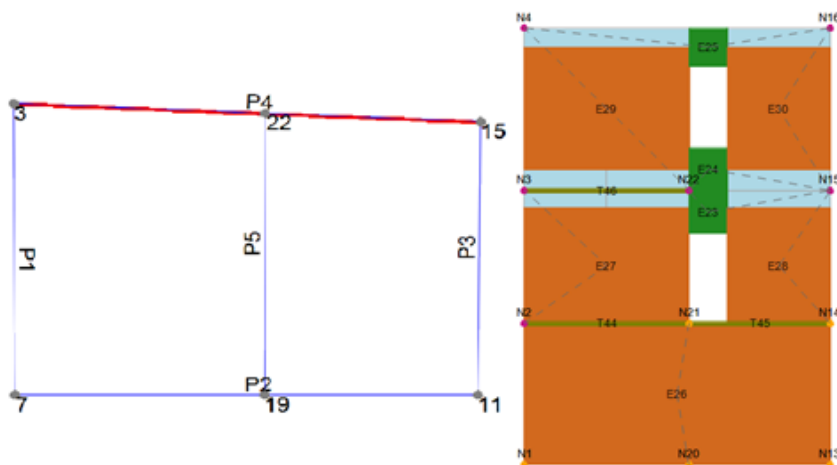


Figura 92: in giallo i nodi vincolati per Analisi di Spinta direzione +Y

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

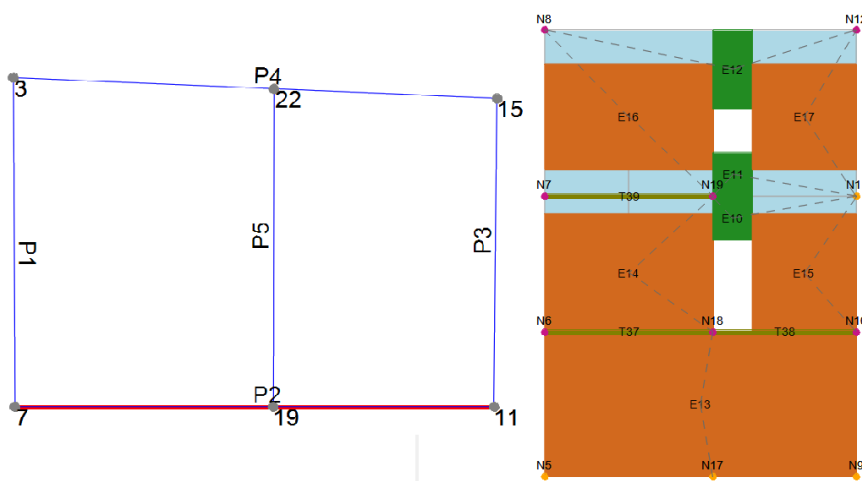


Figura 93: in giallo i nodi vincolati per Analisi di Spinta direzione -Y

Per prima cosa si è cercato di capire l'influenza dell'ingrottamento, in termini di rigidezza, resistenza, duttilità e vulnerabilità allo SLV.

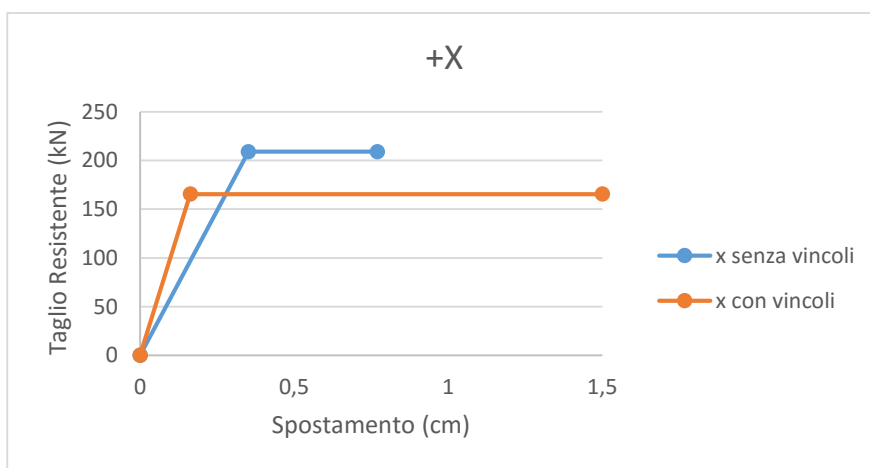


Figura 94: presenza ingrottamento direzione +X

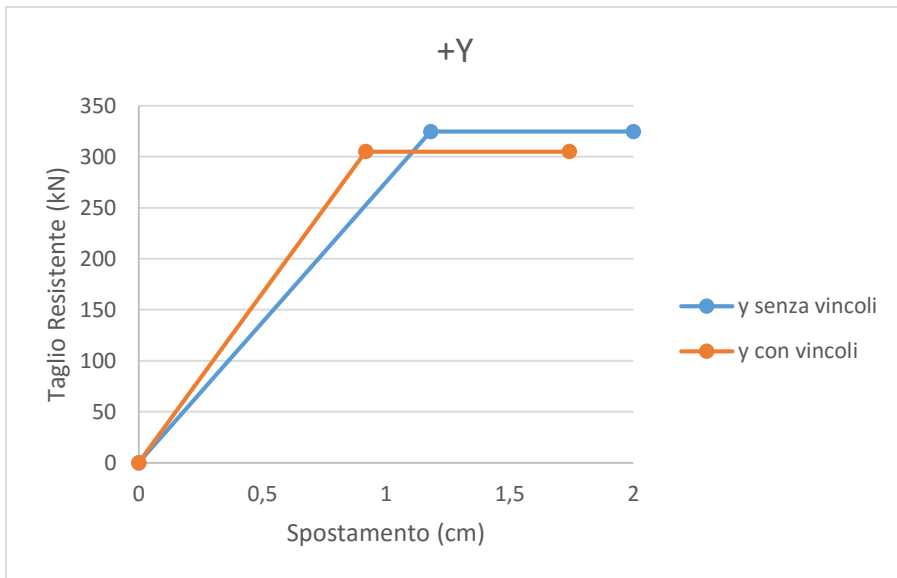


Figura 95: presenza ingrottamento direzione +Y

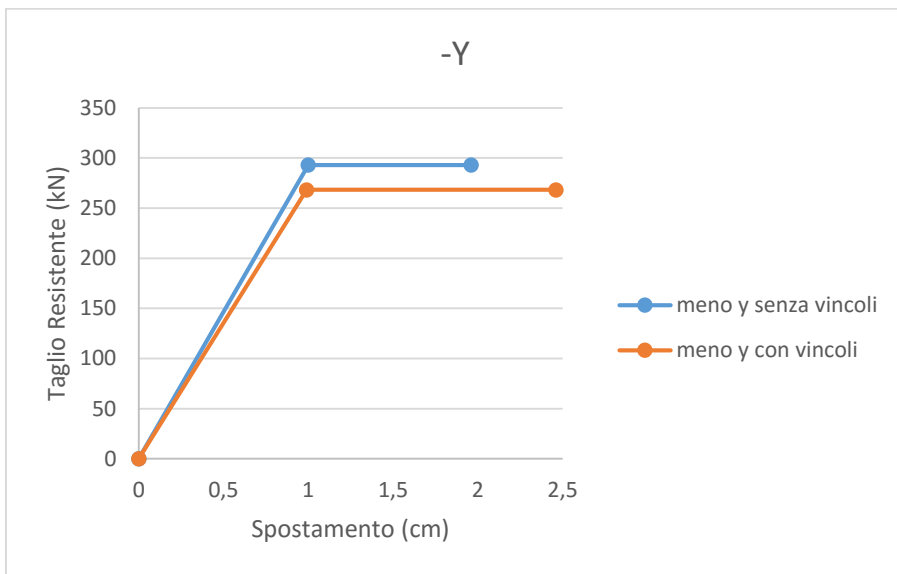


Figura 96: presenza ingrottamento direzione -Y

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Tabella 26: differenza di vulnerabilità nelle 3 direzioni considerate

Direzione Analisi	Vulnerabilità senza ingrottamento	Vulnerabilità con ingrottamento
+X	0,286	1,247
+Y	0,518	0,607
-Y	0,503	0,818

Come si può osservare dai confronti, la presenza dei vincoli unilateri che rappresentano la presenza dell'ingrottamento, porta, come prevedibile, ad un miglioramento della vulnerabilità e ad aumento di rigidità in fase elastica (basta guardare la pendenza del tratto inclinato che rappresenta appunto la fase elastica), ma anche ad una riduzione del Taglio Resistente Massimo. Inoltre nelle due direzioni +X e -Y, la struttura beneficia dell'ingrottamento in termini di duttilità, mentre nella direzione +Y si riscontra una leggera riduzione di duttilità.

Quindi concludendo, la presenza dell'ingrottamento penalizza la struttura in termini di Taglio Resistente massimo, in quanto bloccando gli spostamenti dei nodi di contatto tra struttura e grotta, la struttura raggiunge prima il collasso senza sfruttare le risorse plastiche di tutti i maschi a contatto con la grotta; di contro, la presenza della grotta migliora notevolmente la vulnerabilità, grazie ad un aumento dello spostamento ultimo e quindi della duttilità (analisi direzione +X e -Y).

4 – Risultati delle Analisi di Pushover

Studiata l'influenza dell'ingrottamento nella risposta strutturale dell'edificio, si è passati alle Analisi di Pushover, considerando l'influenza dell'ingrottamento e la modellazione equivalente piana delle strutture voltate.

4.1 – Direzione +X

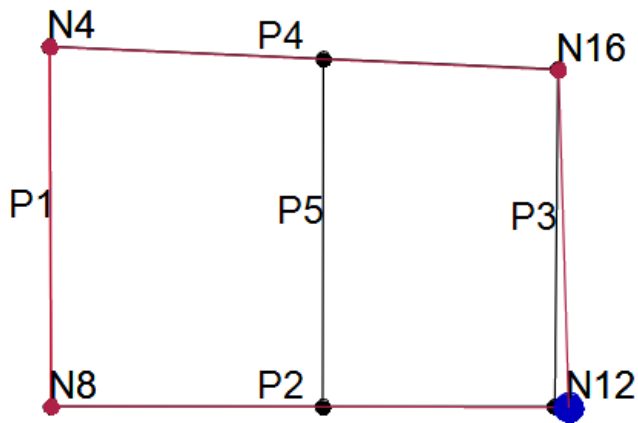


Figura 97: scelta del nodo di controllo e deformata in pianta dell'ultimo livello

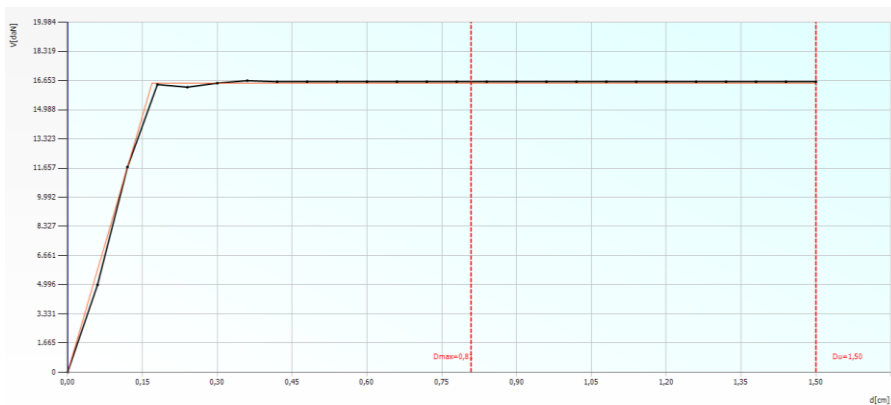


Figura 98: curva di pushover direzione +X

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Tabella 27: parametri di controllo dell'Analisi direzione +X

Domanda SLU	Capacità	Vulnerabilità	Taglio Res.	d_y
1,5 cm	0,81 cm	1,247	165,5 kN	0,16 cm

Si ricorda che la Vulnerabilità è il rapporto tra l'accelerazione di collasso, allo Stato Limite considerato, e la capacità della struttura in termini di accelerazione.

Dall'andamento della curva di Pushover si comprende come si raggiunga il Taglio Massimo Resistente per un valore molto basso di spostamento corrispondente alla rottura in fase elastica di un maschio murario.

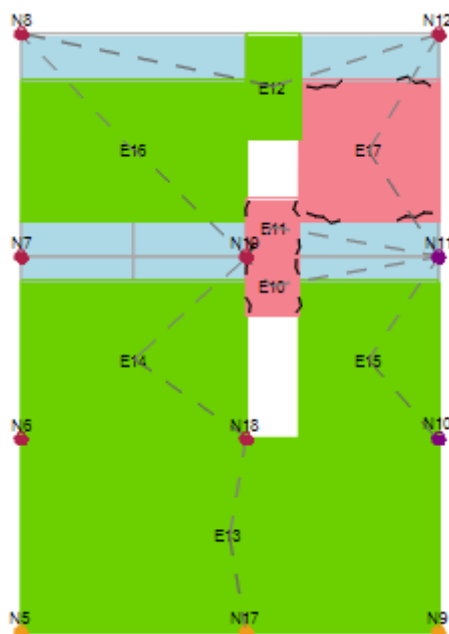


Figura 99: livello di danno, nella parete 2, al raggiungimento della fase plastica

Dopo di ciò la resistenza si mantiene costante fino al collasso della struttura per raggiungimento della rottura per pressoflessione dei maschi resistenti, come mostrato in figura.

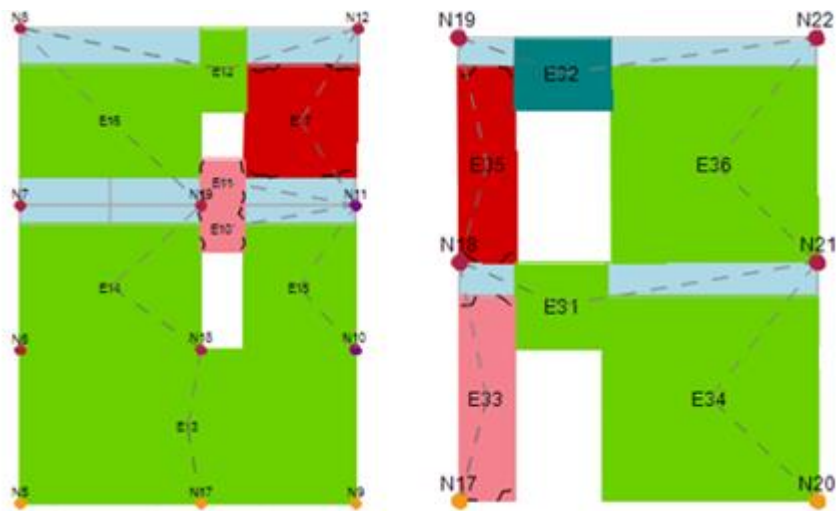


Figura 100: livello di danno, all'ultimo step, delle pareti 2 e 5

In rosso vengono mostrati quei maschi che raggiungono la rottura per pressoflessione, in rosa i maschi che sono in fase plastica per pressoflessione, in blu la fascia che raggiunge la rottura già in fase elastica.

Dalla curva è evidenziato come il maschio che raggiunge la rottura all'ultimo step abbia una notevole capacità residua dopo la rottura in fase elastica; nelle altre pareti invece non si raggiunge la rottura di nessun elemento, segno di una mancata redistribuzione delle sollecitazioni, derivanti dalla Forza Sismica, tra gli elementi resistenti verticali della struttura, a causa di un collegamento tra gli elementi non efficace. Dalla deformata in pianta (si ricorda che

l'ultimo piano è completamente svincolato dall'ingrottamento) infine si nota come sia presente una deformabilità torsionale della struttura, a causa della maggiore deformabilità della parete 2 e 3 rispetto alla parete 1 e 4, che non può che aumentare la distanza relativa tra il baricentro delle masse e il baricentro delle rigidezze, e quindi diminuire la rigidezza torsionale della struttura.

4.2 – Direzione -X

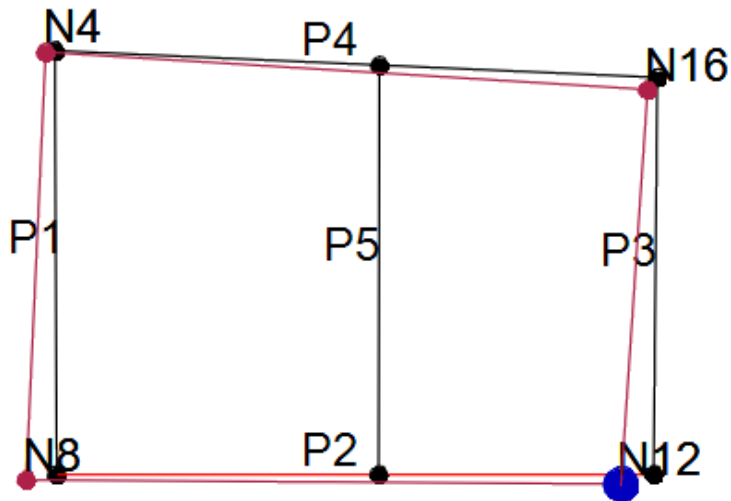


Figura 101: scelta del nodo di controllo e deformata pianta ultimo piano

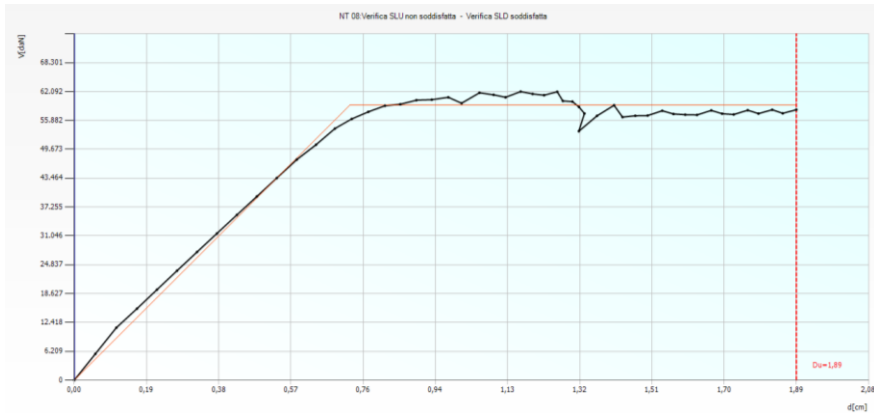


Figura 102: curva di pushover direzione -X

Tabella 28: parametri di controllo dell'Analisi direzione -X

Domanda SLU	Capacità	Vulnerabilità	Taglio Res.	d_y
2,03 cm	1,89 cm	0,938	593,3 kN	0,72 cm

A differenza dell'analisi precedente, nella direzione $-X$ la struttura, non vincolata dall'ingrottamento, risulta non verificata allo SLV; la curva di Pushover mostra come anche in direzione $-X$ la struttura mantenga la stessa rigidezza elastica, fino alla rottura in fase elastica degli elementi resistenti (in bianco la plasticità per taglio e in rosa la plasticità per pressoflessione); dopo ciò, la struttura presenta all'incirca lo stesso Taglio Resistente fino al collasso della struttura.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

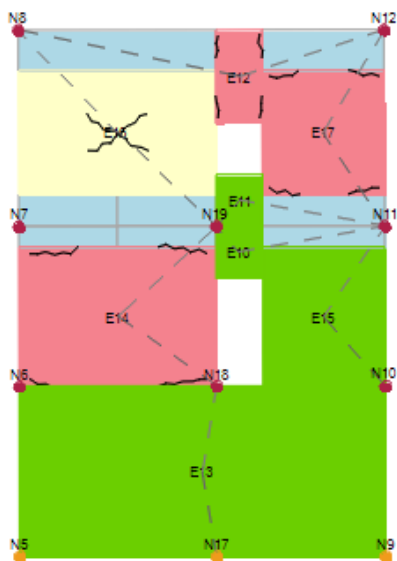


Figura 103: livello di danno, nella parete 2, al raggiungimento della fase plastica

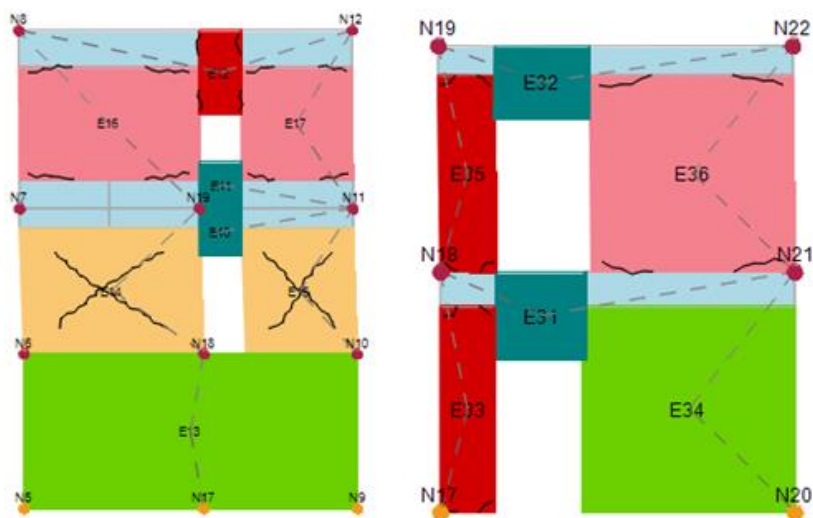


Figura 104: livello di danno, nelle pareti 2 e 5, all'ultimo step dell'analisi

A differenza dell'analisi precedente, nella direzione $-X$ viene raggiunta la rottura per taglio nei maschi del primo piano (mostrati in

ocra nella figura); è possibile aspettarsi una situazione del genere in quanto questi maschi, essendo più tozzi rispetto a quelli del piano superiore, raggiungono prima la rottura per taglio che per pressoflessione.

Come prima, in rosso vengono mostrati quei maschi che raggiungono la rottura per pressoflessione, in rosa i maschi che sono in fase plastica per pressoflessione, in blu la fascia che raggiunge la rottura già in fase elastica.

Anche in questo caso è possibile notare dalla deformata in pianta la componente torsionale negli spostamenti dell'ultimo piano, che denota una non simmetrica distribuzione di masse e rigidezze.

4.3 – Direzione +Y

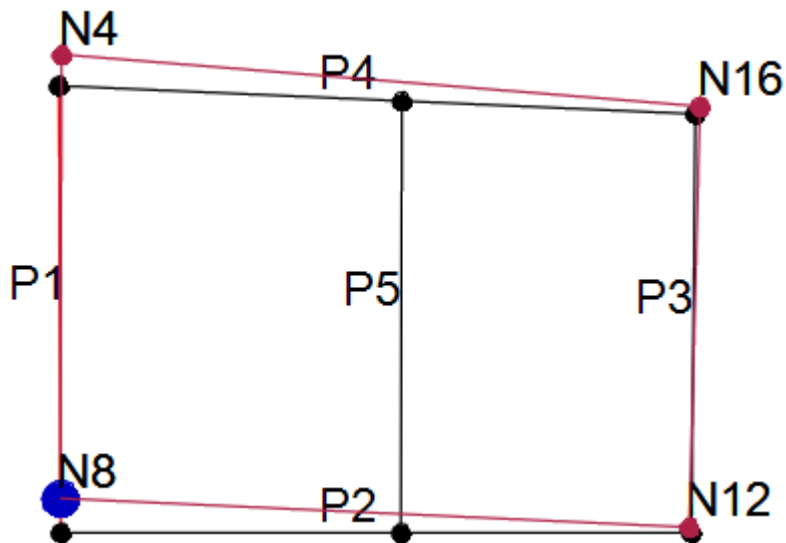


Figura 105: scelta del nodo di controllo, secondo il criterio di minimo valore di vulnerabilità

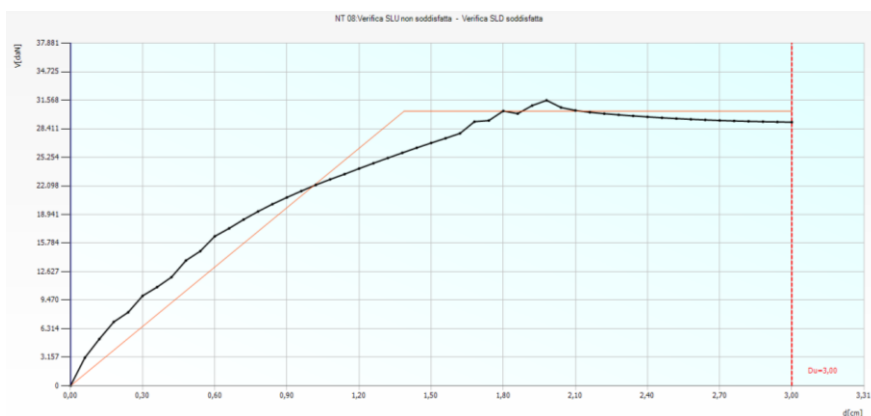


Figura 106: curva di pushover direzione +Y

Tabella 29: parametri di controllo dell'Analisi direzione +Y

Domanda SLU	Capacità	Vulnerabilità	Taglio Res.	d _y
2,89 cm	1,74 cm	0,607	233 kN	0,92 cm

Anche nell'analisi in direzione +Y la struttura risulta non verificata allo SLV; a differenza delle analisi in direzione ±X, risulta subito chiaro come invece in direzione +Y la struttura presenti un marcato degrado di rigidità, fino al raggiungimento della fase plastica per taglio (in bianco) nelle pareti resistenti 1 e 5.

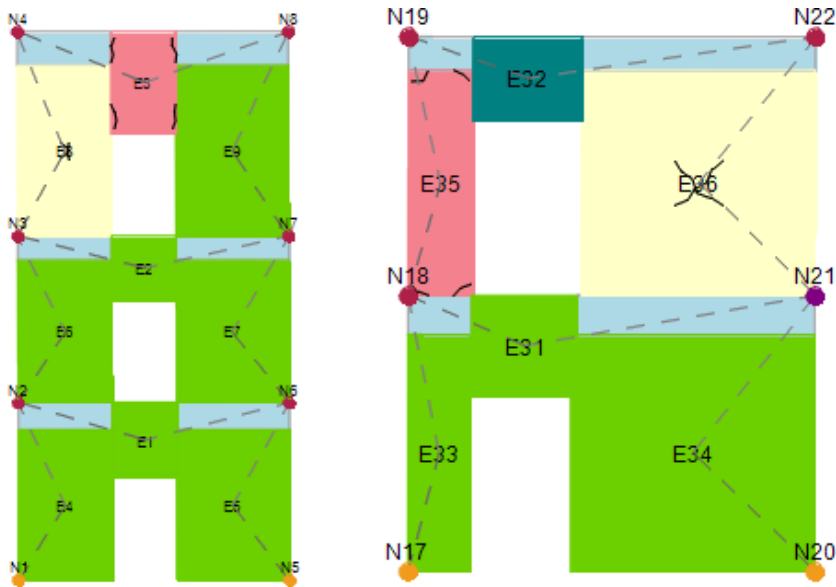


Figura 107: livello di danno, nella parete 1 e 5, al raggiungimento della fase plastica

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Il danno si propaga negli elementi resistenti, fino ad arrivare alla rottura per pressoflessione della fascia di piano E3 (in figura la fascia all'ultimo piano della parete 1); dopo di ciò il Taglio resistente si mantiene pressoché costante, con lieve decadimento, fino al collasso della struttura.

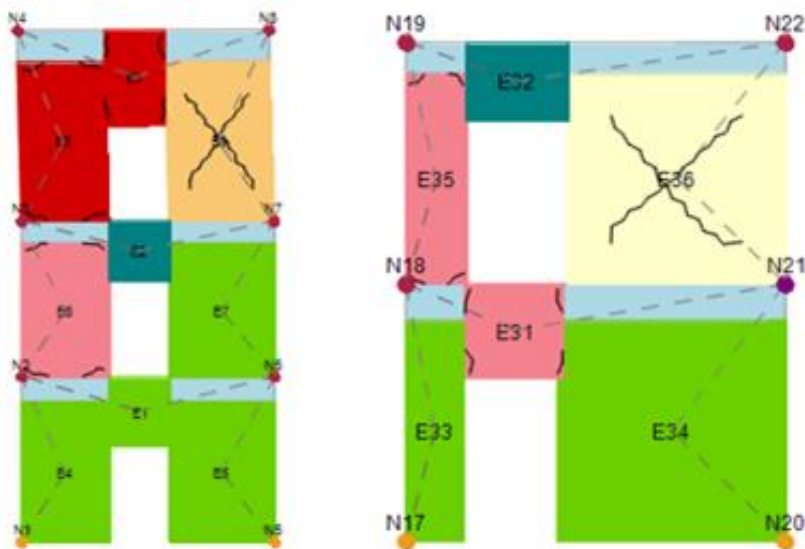


Figura 108: livello di danno, nelle parete 1 e 5, all'ultimo step dell'analisi

In rosso vengono mostrati, come ricordato in precedenza, quegli elementi che raggiungono la rottura per pressoflessione, in rosa gli elementi che sono in fase plastica per pressoflessione, in blu la fascia che raggiunge la rottura già in fase elastica, e in ocra il maschio che raggiunge rottura per taglio.

Dalla deformata in pianta si notano maggiori spostamenti nella parte sinistra della struttura; in realtà ciò è dovuto alla presenza della grotta ai livelli inferiori nella parte destra dell'edificio.

4.4 – Direzione -Y

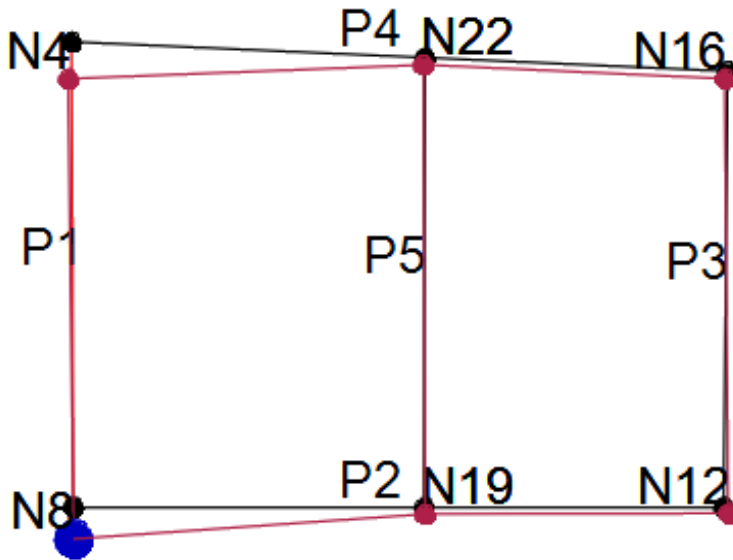


Figura 109: scelta del nodo di controllo, secondo il criterio di minimo valore di vulnerabilità

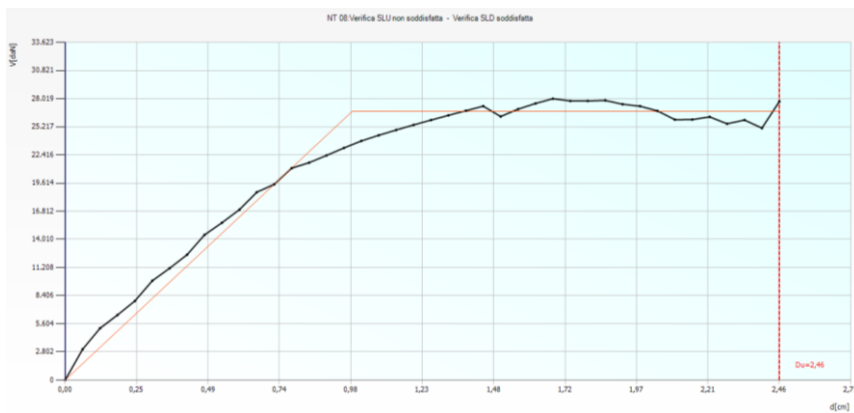


Figura 98: curva di pushover direzione +X

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Tabella 30: parametri di controllo dell'Analisi direzione -Y

Domanda SLU	Capacità	Vulnerabilità	Taglio Res.	d _y
3,05 cm	2,46 cm	0,818	268,2 kN	0,99 cm

A differenza dell'analisi in direzione +Y, la rigidezza non subisce un marcato degrado in fase elastica; anche in direzione -Y la struttura risulta non verificata allo SLV.

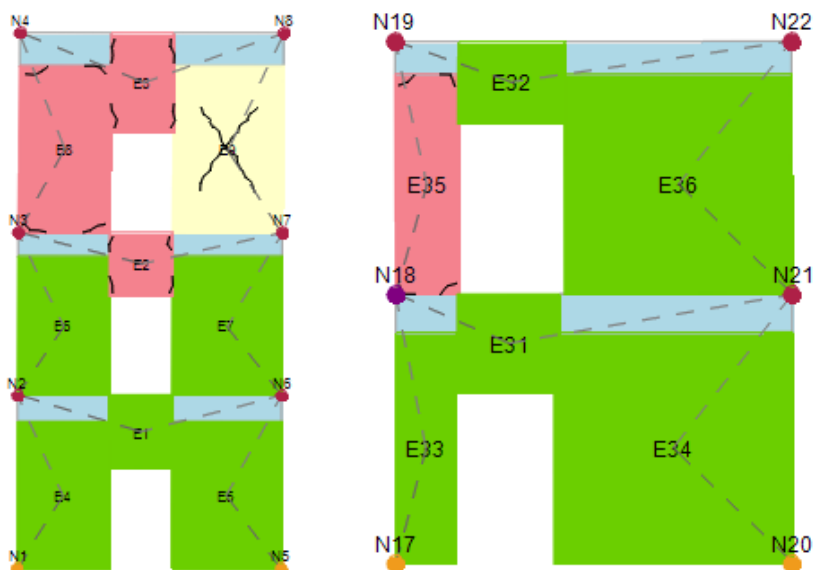


Figura 111: livello di danno, nella parete 1 e 5, al raggiungimento della fase plastica

Il danno si propaga negli elementi resistenti, fino ad arrivare alla rottura per pressoflessione del maschio E35 (in figura nella parete 5);

dopo di ciò il Taglio resistente si mantiene pressoché costante fino al collasso della struttura.

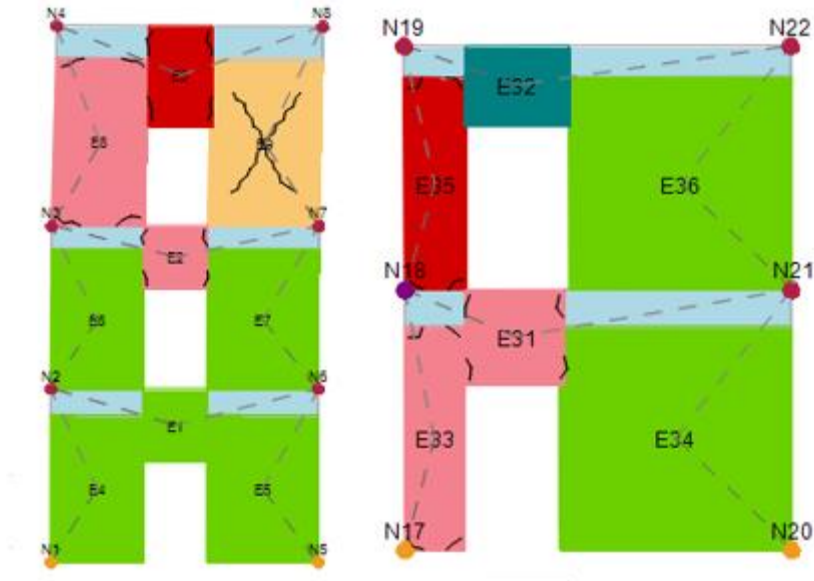


Figura 112: livello di danno, nelle parete 1 e 5, all'ultimo step dell'analisi

Come per l'analisi in direzione +Y, anche in -Y si notano maggiori spostamenti nella parte sinistra della struttura; come visto prima, ciò è dovuto alla presenza della grotta ai livelli inferiori nella parte destra dell'edificio.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

In conclusione, la struttura presenta una vulnerabilità sismica maggiore in direzione Y rispetto alla vulnerabilità in direzione X, e ciò è da imputare alla presenza di molteplici aperture delle pareti 1 e 5, che sono le pareti resistenti in direzione Y, rispetto alle pareti 2 e 4, che sono quelli resistenti in direzione X. La presenza di aperture, oltre che diminuire l'area resistente delle pareti murarie, porta alla creazione delle fasce di piano, dalla cui deformabilità, come detto in precedenza nel Capitolo 5, dipende la risposta globale della struttura.

Tabella 31: incidenza aperture nelle pareti resistenti

Aperture Parete 1	Aperture Parete 5	Aperture Parete 2	Aperture Parete 4
14%	48%	5%	5%

Inoltre, in mancanza di orizzontamenti sufficientemente rigidi, si nota come le sollecitazioni, e quindi il livello di danno, non si distribuiscano tra tutti gli elementi resistenti (sollecitati nel piano e fuori piano), facendo coincidere il collasso della struttura con la rottura, per pressoflessione o per taglio, del singolo pannello murario o della singola parete che va in crisi.

5 – Confronto tra le diverse modellazioni degli orizzontamenti

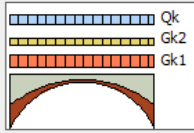
Ai fini di una migliore e maggiore comprensione della vulnerabilità della struttura studiata, si è proceduto ad effettuare un confronto tra le Analisi di Pushover effettuate in 3 diverse configurazioni:

- modellazione degli orizzontamenti con impalcato rigido;
- modellazione degli orizzontamenti tramite modellazione equivalente delle strutture voltate presenti nel caso studio;
- modellazione degli orizzontamenti tramite definizione automatica delle strutture voltate all'interno del software 3Muri.

Si riportano di seguito le finestre di comando di definizione automatica delle strutture voltate, secondo le rispettive caratteristiche geometriche (freccia, spessore e luce).

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Carichi Modifica

	Quota	<input type="text" value="330"/>	[cm]
	Gk1	<input type="text" value="845"/>	[daN/m ²]
	Gk2	<input type="text" value="230"/>	[daN/m ²]
	Qk	<input type="text" value="200"/>	[daN/m ²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio [cm]

NT 08

Ψ_2 Ψ_0 📖

Tipo

Volta a botte ⚙️

Spessore	<input type="text" value="15,0"/>	[cm]
G	<input type="text" value="98,83"/>	[N/mm ²]
Ex	<input type="text" value="296,49"/>	[N/mm ²]
Ey	<input type="text" value="296,49"/>	[N/mm ²]
v	<input type="text" value="0,20"/>	

Scarico masse

Monodirezionale Bidirezionale

Scarico direzione principale %

Figura 113: parametri di calcolo per la volta a botte presente al piano terra

Carichi Modifica

	Quota	640	[cm]
	Gk1	1.400	[daN/m ²]
	Gk2	230	[daN/m ²]
	Qk	200	[daN/m ²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio [cm]

NT 08

Ψ_2 Ψ_0 📖

Tipo

Volta a padiglione ⚙️

Spessore	15,0	[cm]
G	238,92	[N/mm ²]
Ex	716,76	[N/mm ²]
Ey	716,76	[N/mm ²]
v	0,20	

Scarico masse

Monodirezionale Bidirezionale

Scarico direzione principale %

Figura 114: parametri di calcolo per la volta a padiglione presente al primo piano

Carichi Modifica

	Quota	640	[cm]
	Gk1	875	[daN/m ²]
	Gk2	230	[daN/m ²]
	Qk	200	[daN/m ²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio [cm]

NT 08

Ψ_2 Ψ_0 📖

Tipo

Volta a botte ⚙️

Spessore	15,0	[cm]
G	154,87	[N/mm ²]
Ex	464,61	[N/mm ²]
Ey	464,61	[N/mm ²]
v	0,20	

Scarico masse

Monodirezionale Bidirezionale

Scarico direzione principale %

Figura 115: parametri di calcolo per la volta a botte presente al primo piano

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Come è possibile osservare in figura, il programma 3Muri restituisce automaticamente i valori di E_X , E_Y e G , sui quali non è possibile eseguire modifiche, che presentano differenze rispetto ai valori calcolati nel Capitolo 2.

Tutte le Analisi riportate di seguito sono state eseguite con le stesse condizioni di vincoli esterni mostrate nel Paragrafo precedente.

5.1 – Confronto Direzione +X

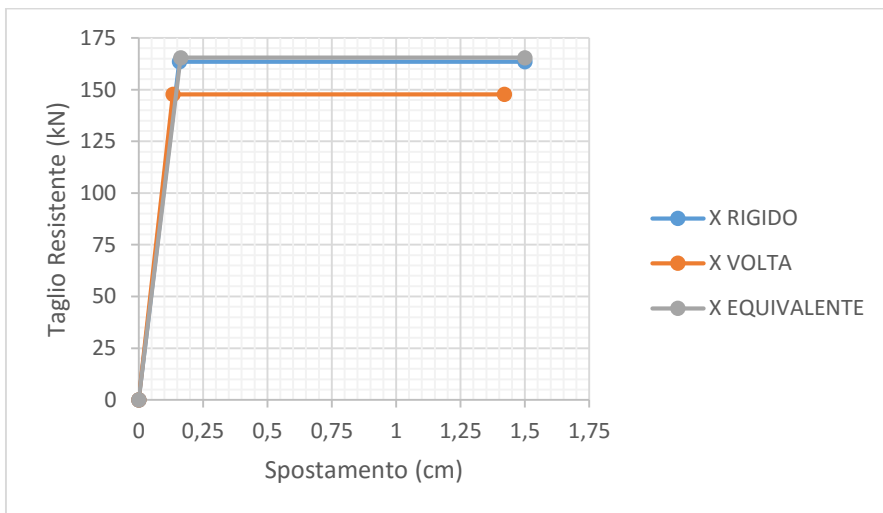


Figura 116: confronto tra bilineari nelle 3 configurazioni

Tabella 32: confronto tra le vulnerabilità nelle 3 modellazioni

Vulnerabilità Impalcato rigido	Vulnerabilità Modellazione Equivalente	Vulnerabilità Volta da 3Muri
1,981	1,247	1,052

5.2 – Confronto Direzione -X

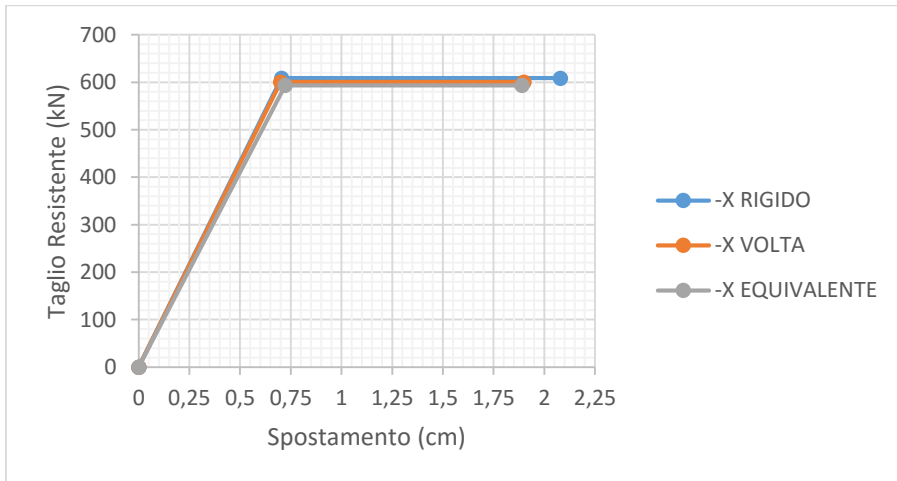


Figura 117: confronto tra bilineari nelle 3 configurazioni

Tabella 33: confronto tra le vulnerabilità nelle 3 modellazioni

Vulnerabilità Impalcato rigido	Vulnerabilità Modellazione Equivalente	Vulnerabilità Volta da 3Muri
1,055	0,938	0,982

5.3 – Confronto Direzione +Y

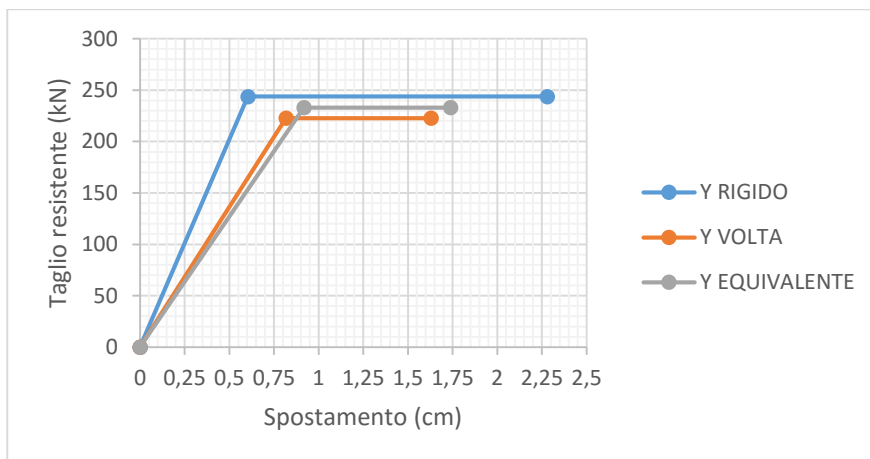


Figura 118: confronto tra bilineari nelle 3 configurazioni

Tabella 34: confronto tra le vulnerabilità nelle 3 modellazioni

Vulnerabilità Impalcato rigido	Vulnerabilità Modellazione Modellazione Equivalente	Vulnerabilità Volta da 3Muri
0,927	0,607	0,671

5.4 – Confronto Direzione -Y

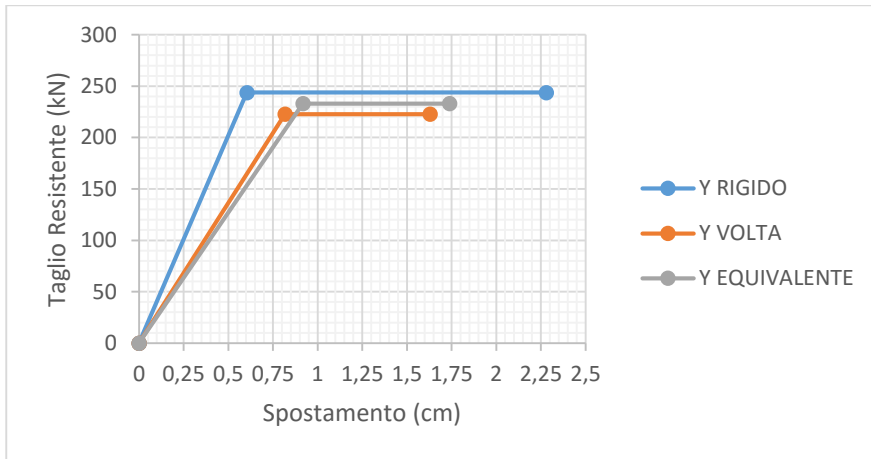


Figura 119: confronto tra bilineari nelle 3 configurazioni

Tabella 35: confronto tra le vulnerabilità nelle 3 modellazioni

Vulnerabilità Impalcato rigido	Vulnerabilità Modellazione Equivalente	Vulnerabilità Volta da 3Muri
1,172	0,818	0,765

5.5 – Commenti ai confronti

Da quanto emerso dai confronti tra le bilineari equivalenti, in direzione $\pm X$ non ci sono sostanziali differenze in termini di rigidità, Taglio resistente e duttilità della struttura, mentre si notano maggiori differenze in direzione $\pm Y$, che è la direzione in cui la struttura è più vulnerabile. In questi termini, quello che traspare dalle 3 modellazioni differenti è che la modellazione tramite volta automatica da 3Muri è la modellazione più cautelativa, rispetto alla Modellazione Equivalente, che si frapponesse come via di mezzo ad una modellazione con Impalcato Rigido.

Il vero confronto che ci dà informazioni maggiori sulla differente modellazione è la Vulnerabilità Sismica, che si ricorda essere il rapporto, in termini di accelerazione, tra Capacità e Domanda allo SLV: se gli orizzontamenti fossero rappresentati e modellati tramite impalcati rigidi, la struttura sarebbe sempre verificata in tutte e 4 le direzioni del sisma, con Taglio Resistente e Capacità (spostamento ultimo) maggiori.

Tabella 36: confronto tra le vulnerabilità nelle 2 modellazioni

Vulnerabilità Sismica	+X	-X	+Y	-Y
Impalcato Rigido	1,981	1,055	0,927	1,172
Modellazione Equivalente	1,247	0,938	0,607	0,818

Con la modellazione con volta automatica da 3Muri si hanno risultati più cautelativi nelle direzioni +X e -Y, mentre nelle altre due direzioni si hanno risultati più cautelativi con la Modellazione Equivalente.

Tabella 37: confronto tra le vulnerabilità nelle 2 modellazioni

Vulnerabilità Sismica	+X	-X	+Y	-Y
Struttura voltata 3Muri	1,052	0,982	0,671	0,765
Modellazione Equivalente	1,247	0,938	0,607	0,818

Alla luce di ciò, la soluzione ottimale è quella di modellare le strutture voltate sia con la Modellazione Equivalente sia con i modelli creati automaticamente dal programma 3Muri, e prendere i più cautelativi dei risultati, anche se comunque questi sono molto vicini tra loro e quindi la possibilità di errore è ridotta in caso di scelta di modellazione errata.

Capitolo 7 – Studio di due Meccanismi di collasso

Locale di ribaltamento semplice

La presenza di volte strutturali all'interno di un edificio può portare a situazioni che difficilmente un'analisi di tipo globale riesce a cogliere, o che portano al collasso prima ancora del collasso globale; per esempio non è possibile considerare eventuali spinte statiche delle volte sui muri perimetrali.

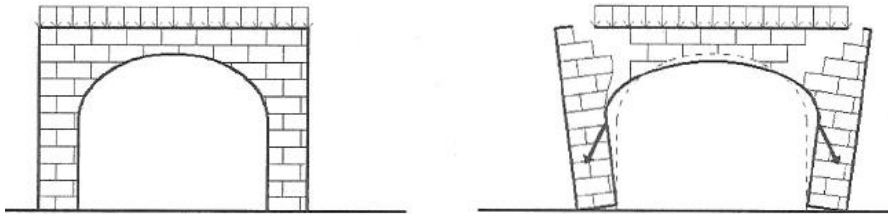


Figura 120: considerazioni sulle spinte delle volte

Tali situazioni possono essere considerate attraverso l'analisi dei meccanismi locali, introdotta per gli edifici in muratura esistenti nel punto C8.A.4 della Circolare integrativa del 2009.

Capitolo 7 – Studio di due Meccanismi di collasso Locale di ribaltamento semplice



Figura 121 : varie tipologie di collasso, per meccanismo di facciata, per meccanismo di parete per flessione, e per rottura del timpano

L'analisi dei meccanismi di collasso si rifà al teorema cinematico dell'analisi limite applicato ai materiali non resistenti a trazione. Il metodo contenuto nelle NTC 2008, denominato Analisi Cinematica prevede l'assunzione di un possibile meccanismo di collasso e la successiva valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale meccanismo. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra elementi strutturali. La presenza di quadri fessurativi e di dissesti prodotti dai terremoti passati fornisce un'efficace indicazione per una corretta previsione dei possibili meccanismi di collasso. Individuati tali meccanismi, occorre poi definire uno o più modelli di analisi per valutare l'entità dell'azione sismica che ne determina l'attivazione provocando il collasso della costruzione. Nel calcolo si tiene anche in conto della qualità della connessione tra le pareti e gli orizzontamenti, della

presenza di cordoli e catene, della presenza di elementi spingenti (archi, volte, coperture, ecc.) e di eventuali edifici adiacenti.

L'analisi cinematica può essere applicata in campo lineare e non lineare: l'analisi cinematica lineare consente di individuare il valore dell'accelerazione del suolo in grado di innescare il meccanismo, mentre l'analisi cinematica non lineare è una metodologia che, una volta scelto il meccanismo di collasso, consente di sviluppare l'evoluzione dello stesso meccanismo, dall'innescamento del cinematisimo fino a quando si raggiunge una configurazione per la quale si annulla il moltiplicatore dei carichi orizzontali. Quest'ultimo tipo di analisi consente la determinazione della curva di capacità, rappresentata dal moltiplicatore dei carichi orizzontali in funzione dello spostamento di un punto di controllo; la conoscenza di tale curva, trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, consente la determinazione della capacità di spostamento del sistema equivalente da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per l'applicazione del metodo di analisi s'ipotizza:

- Resistenza nulla a trazione della muratura;
- Assenza di scorrimento tra i blocchi;
- Resistenza a compressione infinita della muratura.

Capitolo 7 – Studio di due Meccanismi di collasso Locale di ribaltamento semplice

Si riporta di seguito lo studio di un possibile meccanismo di collasso, studiato in lavori precedenti sull'edificio oggetto dello studio, rianalizzato in maniera critica.

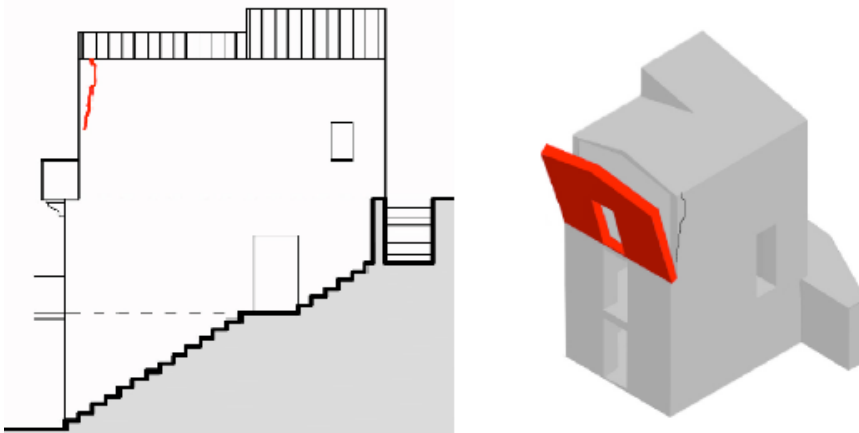


Figura 122: meccanismo di collasso di parete per flessione

Per la valutazione del moltiplicatore di collasso α_0 la circolare introduce la formula seguente:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \cdot \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^0 F_h \cdot \delta_h = L_{fi}$$

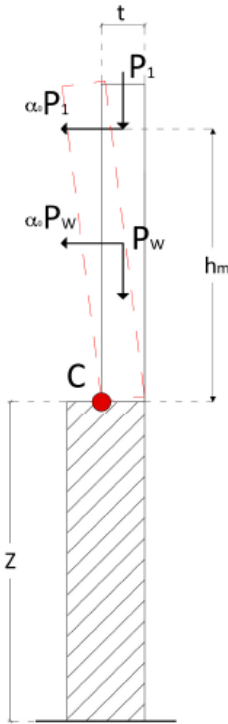
dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica (può essere il caso di solai che non poggiano direttamente sulla catena

cinematica, ma sotto l'effetto del sisma generano una forza d'inerzia sulla catena stessa) in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

- è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i pesi propri dei blocchi applicati nel loro baricentro;
- P_j carichi verticali portati, non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$ lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del j -esimo peso assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i assunto positivo se verso l'alto;
- F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- L_{F_i} è il lavoro di eventuali forze interne.

Capitolo 7 – Studio di due Meccanismi di collasso Locale di ribaltamento semplice



Conoscendo le proprietà meccaniche dei materiali e le geometrie degli elementi strutturali otteniamo:

Tabella 38: dati geometrici

t (spessore)	0,4 m
H_m (altezza)	4,11 m
P₁ (copertura)	13,92 kN
P_w (blocco rigido)	159,6 kN

Con una semplice equazione di equilibrio tra Momenti Ribaltanti e Momenti Stabilizzanti attorno alla cerniera si ottiene un α_0 pari a 0,09. A questo punto la Norma prescrive di trasformare questo moltiplicatore in accelerazione spettrale tramite la seguente formula:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

dove:

- e^* è la frazione di massa partecipante al meccanismo di collasso, pari a **0,91**;
- FC è il fattore di confidenza, preso pari a **1,35** dato il Livello di Conoscenza pari ad 1.

Si ottiene un'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo pari a 0,073g; questa si dovrà confrontare con l'accelerazione

massima relativa allo SL considerato che ci si aspetta per il luogo di riferimento.

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro di risposta elastico (come definito nelle Norme Tecniche per le Costruzioni e riportato nel capitolo 3 del presente lavoro) in funzione dei parametri precedentemente determinati, della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento. In particolare esso rappresenta l'ordinata dello spettro elastico in corrispondenza del periodo fondamentale, nella direzione considerata, T_1 , che risulta pari a **0,498g**;
- $\Psi(Z)$ è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\Psi(Z) = Z/H$, dove Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo (cerniera cinematica del meccanismo) tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura, mentre H rappresenta l'altezza della struttura rispetto alla fondazione. Risulta pari a **0,623**;
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma =$

Capitolo 7 – Studio di due Meccanismi di collasso Locale di ribaltamento semplice

$(3N)/(2N+1)$, con N numero dei piani dell'edificio); risulta pari a **1,125**.

Considerando lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita si ottiene che l'accelerazione massima attesa al sito risulta pari a **0,174 g**, mentre l'accelerazione di attivazione del meccanismo è pari a **0,073g**, la verifica quindi non risulta soddisfatta, con una vulnerabilità sismica pari a **0,42**.

Si studia adesso un secondo meccanismo di parete per flessione attorno alla cerniera O; stavolta sono coinvolte due elevazioni dell'edificio, come mostrato in figura.

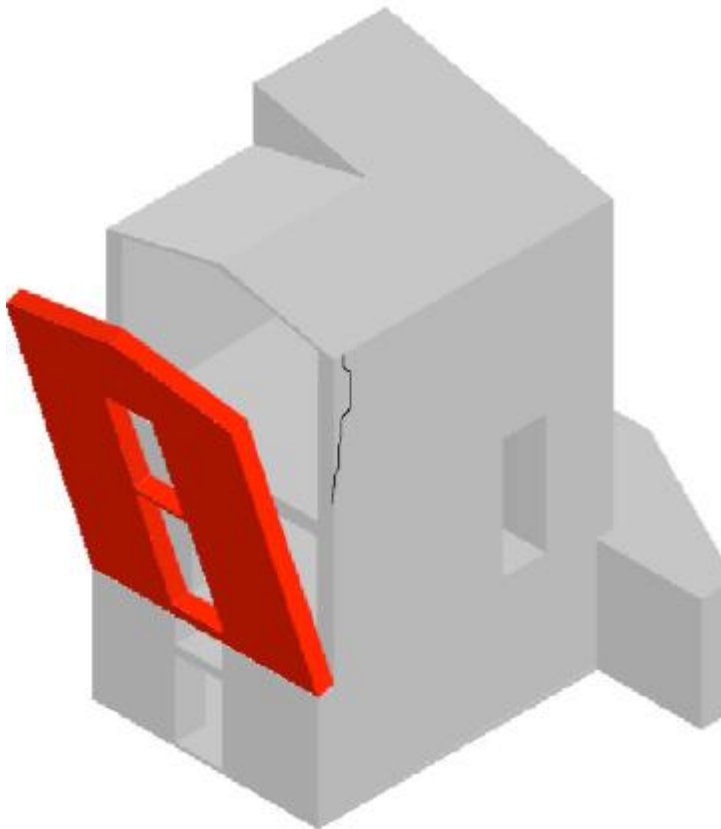
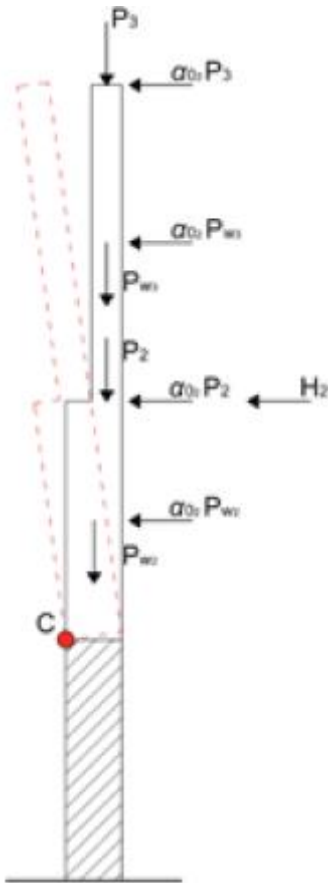


Figura 123: meccanismo di collasso di parete per flessione

Conoscendo le geometrie dell'edificio, le proprietà meccaniche dei materiali, i carichi trasmessi dagli elementi strutturali e l'area di influenza che interessa il meccanismo (riportata in figura) si può calcolare il moltiplicatore α_0 tramite un'equazione di equilibrio alla

Capitolo 7 – Studio di due Meccanismi di collasso Locale di ribaltamento semplice



rotazione, attorno alla cerniera C, tra Momenti stabilizzanti e Momenti ribaltanti.

Tabella 39: dati geometrici

t (spessore blocco superiore)	0,4 m
t₁ (spessore blocco inferiore)	0,5 m
P₃ (copertura)	13,92 kN
P₂ (peso volta)	74,9 kN
P_{w2} (blocco rigido)	159,6 kN
P_{w3} (blocco rigido)	209,49 kN
H (spinta volta)	48 kN

Risulta un moltiplicatore di collasso α_0 pari a **0,06**; come fatto in precedenza dobbiamo trasformare il moltiplicatore di attivazione del meccanismo di collasso appena calcolato in accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, α_0^* per poi confrontarla con l'accelerazione massima attesa al sito, per SL di riferimento.

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Dove con g si intende l'accelerazione di gravità, e^* la frazione di massa partecipante al meccanismo, pari a **0,755**, e FC è il fattore di confidenza, pari ad **1,35**; si ottiene α_0^* pari a **0,058g**.

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

Risulta che l'ordinata dello Spettro Elastico in corrispondenza del periodo fondamentale T_1 vale **0,498 g**; $\Psi(Z)$, ovvero il primo modo di vibrare vale **0,313**, mentre γ vale **1,125**. Usando un fattore di struttura q pari a 2 si ottiene una massima accelerazione attesa al sito (per SLV), pari a **0,086g**.

Per la verifica deve quindi risultare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia maggiore (o al più uguale) alla massima accelerazione attesa al sito (per SLV), pari a **0,086g**; risultando invece che **0,058g**, calcolato in precedenza, sia inferiore alla massima accelerazione attesa al sito, la verifica non può che risultare non soddisfatta, con una vulnerabilità sismica pari a **0,67**.

Dal momento quindi che i due meccanismi di semplice ribaltamento sono entrambi non verificati, il progettista non può che intervenire sullo stato di fatto con interventi di miglioramento della vulnerabilità, quali l'inserimento di catene metalliche o di cordolo irrigidenti in cemento armato, il tutto validato da una nuova analisi del meccanismo di collasso locale che dimostri le migliorie e il soddisfacimento della verifica.

Conclusioni

L'obiettivo della tesi è stato quello di studiare la vulnerabilità sismica di un edificio, situato nel centro storico di Modica, realizzato in muratura e i cui orizzontamenti sono costituiti da strutture voltate, della tipologia a botte e a padiglione. Nel rispetto della Normativa Italiana si è proceduto a studiare la struttura sia attraverso un'Analisi Globale che un'Analisi Locale, data l'assenza di orizzontamenti rigidi e di adeguati collegamenti fra gli orizzontamenti e i maschi murari, e fra quest'ultimi, tale da provocare un'elevata vulnerabilità sismica dell'edificio.

In un primo momento sono state studiate le strutture voltate e si è cercata un'alternativa all'utilizzo di un complesso software agli elementi finiti per la loro modellazione, che tenesse conto di tutte le problematiche e particolarità che tali strutture comportano (livello di danno durante un'Analisi non Lineare, spinta sui piedritti, etc). Tramite un Modellazione Equivalente si è riusciti a riprodurre il comportamento della struttura voltata attraverso un orizzontamento piano di eguali caratteristiche geometriche della struttura voltata (spessore, luce trasversale e longitudinale) e di ridotte proprietà meccaniche, opportunamente scalate rispetto le proprietà meccaniche dell'orizzontamento piano. Inoltre si è osservata la diversa deformabilità tra le parti esterne e le parti centrali delle strutture voltate presenti nell'edificio, evidenziando l'appartenenza delle volte alla categoria "solaio flessibile", e proponendo una modellazione

equivalente piana a diverse fasce di deformabilità, attraverso l'utilizzo di un software agli elementi finiti avanzati.

Si è poi proceduto tramite software 3Muri, creato specificatamente per analizzare strutture in muratura con differenti possibili modellazioni di orizzontamenti presenti (rigidi, flessibili, strutture voltate) e basato sulla schematizzazione degli edifici in muratura a Telaio Equivalente, all'Analisi Globale di Pushover dell'edificio. E' stata studiata inoltre l'influenza dell'ingrottamento presente, che coinvolge buona parte dell'edificio studiato, e gli effetti della diversa modellazione delle strutture voltate. Dopo aver constatato l'importanza della presenza dell'impalcato rigido ai fini di una verifica positiva, in termini di vulnerabilità sismica, è stato evidenziato come siano poco rilevanti le differenze tra una Modellazione Equivalente Piana e una modellazione automatica effettuata dal software. Molto più peso ha, nella vulnerabilità sismica, la presenza dell'ingrottamento, modellata aggiungendo dei vincoli esterni che bloccassero la traslazione del verso considerato dall'Analisi di Pushover, in modo da riprodurre il contatto tra la struttura e la grotta.

Conclusioni

Tabella 40: differenza di vulnerabilità sismica considerando ingrottamento

Direzione Analisi	Vulnerabilità senza ingrottamento	Vulnerabilità con ingrottamento
+X	0,286	1,247
+Y	0,518	0,607
-Y	0,503	0,818

In questo modo si è riusciti soltanto a analizzare l'effetto dei vincoli nell'analisi statica non lineare con riferimento agli Stati Limite considerati, mentre per coglierne la reale influenza durante un evento sismico si dovrebbe ricorrere ad un'Analisi Dinamica non Lineare, in modo da considerare sia la fase di contatto, che la fase di allontanamento e la successiva fase di contatto tra la struttura e la grotta.

A conclusione del lavoro, si sono studiati due meccanismi di collasso, analizzando la loro possibilità di innescarsi in base al livello di danno presente nella struttura e alle lesioni osservate in fase di studio. Attraverso l'Analisi Cinematica è stata evidenziata la vulnerabilità della struttura, spingendo il progettista ad intervenire sulla struttura con interventi di miglioramento e di adeguamento per i meccanismi fuori piano, data l'impossibilità di migliorare la vulnerabilità dell'edificio rendendo "rigidi" gli orizzontamenti, rappresentati dalle strutture voltate.

Vulnerabilità sismica di un edificio in muratura nel centro storico di Modica – Gaspare Perez

Si riportano di seguito le informazioni riguardanti la vulnerabilità sismica della struttura, derivanti dalle Analisi Globali (con modellazione equivalente) e Locali dei meccanismi di collasso.

Tabella 41: vulnerabilità sismica dalle analisi globali

Analisi Globale	+X	-X	+Y	-Y
Vulnerabilità Sismica	1,247	0,938	0,607	0,818

Tabella 42: vulnerabilità sismica dalle analisi Locali

Analisi Locale	Meccanismo 1	Meccanismo 2
Vulnerabilità Sismica	0,42	0,67

Bibliografia

Camilletti, D., 2015. *Valutazione della sicurezza sismica di edifici in muratura irregolari e con solai flessibili*, Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Genova.

Cattari S., Resemini S., Lagomarsino S., 2008. *Modelling of vaults as equivalent diaphragms in 3D seismic analysis of masonry buildings*, Italian Network of Seismic Laboratories (RELUIS)

Cattari S., Lagomarsino S., Resemini S. (2011). *Il ruolo delle volte nella risposta sismica degli edifici in muratura*, pag. 211- 270, in “Archi e volte in zona sismica – Meccanica delle strutture voltate” a cura di A.Borri e L.Bussi, Ed. Doppiavoce Napoli, ISBN 978-88-89972-28-1 (In Italian)

Cucchiara C., *Analisi dei meccanismi di collasso in edifici esistenti in muratura e tecniche di intervento*, Ordine degli Ingegneri di agrigento, Agrigento, Luglio 2014

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., Resemini S. (2004). *Non-linear seismic analysis of masonry structures*, 13th WCEE, Vancouver, B.C., August 1–6 2004, paper no. 843.

Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance –Part 3: Strengthening and repair of buildings. Pr-EN 1998-3, July 2004.

Giunta F., 2015, *Vulnerabilità sismica e recupero strutturale dell'edilizia storica: un caso studio*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Palermo

NTC 2008, 2008. Decreto Ministeriale 14/1/2008: Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U.S.O. n.30 del 4/2/2008.

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Innocenti L., Senesi A., *Il ruolo delle fasce di piano nella valutazione della vulnerabilità sismica di pareti murarie caricate nel piano*, Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Firenze

S.T.A. Data srl, *Manuale di utilizzo del software 3Muri*, Torino 2015