

POLITECNICO DI BARI

I FACOLTÀ DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI

TESI DI LAUREA

IN

RECUPERO E CONSERVAZIONE DEGLI EDIFICI

TECNICA DELLE COSTRUZIONI II E

COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA

**VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ
SISMICA DI EDIFICI IN MURATURA:
IL CASO DEL MUNICIPIO DI PALAGIANO**

Relatori:

Prof. Ing. Fabio Fatiguso

Prof. Ing. Antonio Francesco Tosto

Laureando:

Luca Giuseppe Ruospo

ANNO ACCADEMICO 2011/2012

INDICE

INTRODUZIONE..... pag. 01

Capitolo 1 - ORIGINE, SVILUPPO E CLASSIFICAZIONE DEI FENOMENI SISMICI

1.1 - L'origine dei terremoti.....pag. 04

1.2 - Il moto sismico.....pag. 07

1.3 - Misura del moto sismico.....pag. 09

1.4 - Classificazione sismica del territorio nazionale..... pag. 15

Capitolo 2 - DALL'EVOLUZIONE DELL'INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA ALLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA ATTRAVERSO IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA

2.1.1 – Introduzione..... pag. 19

2.1.2 - L'evoluzione dell'ingegneria sismica in Italia..... pag. 20

2.2.1 - La valutazione della sicurezza sismica degli edifici.....pag. 27

2.2.2 - Criteri per la valutazione della sicurezza sismica

e dell'efficacia dell'intervento..... pag. 27

2.2.3 - Definizione di uno stato limite di riferimento.....pag. 29

2.2.4 - Livelli di sicurezza sismica..... pag. 30

2.2.5 - Modellazione strutturale, analisi sismica e progetto degli

<i>interventi di miglioramento.....</i>	<i>pag. 32</i>
<i>2.3.1 - Il percorso della conoscenza del complesso architettonico.....</i>	<i>pag. 33</i>

Capitolo 3 - LA DIAGNOSTICA NON DISTRUTTIVA NEL RECUPERO DEGLI EDIFICI

<i>3.1 – Introduzione.....</i>	<i>pag. 40</i>
<i>3.2 - Le indagini distruttive.....</i>	<i>pag. 41</i>
<i>3.3 - Le indagini non distruttive (NDT non destructive tests).....</i>	<i>pag. 44</i>

Capitolo 4 – LA MODELLAZIONE DI STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA E MISTE MURATURA – CEMENTO ARMATO

<i>4.1 - Introduzione.....</i>	<i>pag. 58</i>
<i>4.2 – Classificazione tipologica delle strutture in muratura e miste... </i>	<i>pag. 59</i>
<i>4.3 – Interpretazione dei danni sismici sulle strutture.....</i>	<i>pag. 63</i>
<i>4.4 – Criteri di modellazione.....</i>	<i>pag. 69</i>
<i>4.4.1 – La modellazione FME 3Muri.....</i>	<i>pag. 75</i>
<i>4.4.1.1 – Il modello spaziale a telaio equivalente.....</i>	<i>pag. 75</i>
<i>4.4.1.2 – La modellazione della parete muraria.....</i>	<i>pag. 76</i>
<i>4.4.1.3 – La modellazione tridimensionale.....</i>	<i>pag. 77</i>
<i>4.5 – I maschi murari.....</i>	<i>pag. 82</i>
<i>4.6 – Criteri di resistenza per maschi murari.....</i>	<i>pag. 86</i>
<i>4.6.1 – Il meccanismo per pressoflessione nel piano.....</i>	<i>pag. 86</i>
<i>4.6.2 – Il meccanismo per scorrimento.....</i>	<i>pag. 89</i>
<i>4.6.3 – Il meccanismo di rottura per trazione diagonale.....</i>	<i>pag. 90</i>
<i>4.7 – Deformabilità dei maschi murari.....</i>	<i>pag. 92</i>
<i>4.8 – Le fasce murarie.....</i>	<i>pag. 98</i>
<i>4.9 – Criteri di resistenza per fasce murarie.....</i>	<i>pag. 99</i>

4.10 – Deformabilità della fasce murarie.....	pag.103
4.11 – L’analisi modale.....	pag.106
4.12 – Il metodo 3Muri.....	pag.111
4.13 – Metodologie di Analisi.....	pag.120
4.13.1 – L’Analisi Statica Non Lineare.....	pag.122

Capitolo 5 - LE STRATEGIE DI INTERVENTO PER IL MIGLIORAMENTO DELLA RESISTENZA SISMICA DEL CORPO DI FABBRICA

5.1 – Introduzione.....	pag. 124
5.2 - Le scelte strategiche d’intervento per la riduzione delle vulnerabilità sismica del complesso architettonico.....	pag. 125
5.3 - Interventi di riduzione delle carenze dei collegamenti.....	pag. 128
5.4 - Interventi di riduzione delle spinte di archi e volte e di consolidamento delle stesse.....	pag. 135
5.5 - Interventi di irrigidimento e consolidamento dei solai.....	pag. 138
5.6 - Interventi sulle strutture di copertura.....	pag. 141
5.7 - Interventi di irrigidimento e incremento di resistenza delle murature.....	pag. 142
5.8 - Interventi di consolidamento di pilastri e colonne.....	pag. 148
5.9 - Interventi su elementi non strutturali.....	pag. 149

Capitolo 6 - IL CASO DI STUDIO: IL MUNICIPIO DI PALAGIANO

6.1 – Il percorso metodologico.....	pag.150
6.2 – Identificazione del bene, rilievo geometrico, identificazione degli elementi resistenti e dei materiali.....	pag.151
6.3 – Evoluzione storica del corpo di fabbrica e dei principali	

<i>interventi su di esso eseguiti.....</i>	<i>pag.152</i>
<i>6.4 – Indagini diagnostiche.....</i>	<i>pag.162</i>
<i>6.5 – La conoscenza del sottosuolo e del sistema di fondazioni.....</i>	<i>pag.170</i>
<i>6.5.1 – Caratteristiche geologiche.....</i>	<i>pag.170</i>
<i>6.5.2 – Geomorfologia.....</i>	<i>pag.172</i>
<i>6.5.3 – Idrogeologia e idrologia.....</i>	<i>pag.173</i>
<i>6.5.4 – Il sistema di fondazioni.....</i>	<i>pag.176</i>
<i>6.6 – Evoluzione storica degli eventi sismici</i>	
<i>del Comune di Palagiano.....</i>	<i>pag.177</i>
<i>6.7 – Determinazione del fattore di confidenza F_C.....</i>	<i>pag.179</i>
<i>6.8 – Definizione dei parametri sismici nel sito di riferimento.....</i>	<i>pag.182</i>
<i>6.9 – La modellazione e l’analisi del complesso architettonico.....</i>	<i>pag.190</i>
<i>6.9.1 – Analisi statica non lineare (Push over).....</i>	<i>pag.190</i>
<i>6.9.2 – Confronto tra analisi Push over.....</i>	<i>pag.215</i>
<i>6.10 – Definizione della vulnerabilità sismica del</i>	
<i>complesso architettonico.....</i>	<i>pag.217</i>
<i>6.11 – Il consolidamento e miglioramento sismico del</i>	
<i>Municipio di Palagiano.....</i>	<i>pag.226</i>
<i>6.11.1 – Inquadramento delle criticità e definizione</i>	

<i>degli interventi di consolidamento.....</i>	<i>pag.230</i>
<i>6.11.2 – La progettazione del giunto antisismico.....</i>	<i>pag.273</i>
<i>Conclusioni.....</i>	<i>pag.277</i>
<i>Appendice A - Linee guida per l'utilizzo del software 3muri</i>	
<i>Appendice B - Schede di sintesi della verifica sismica di I° e II° livello</i>	
<i>Bibliografia</i>	

Premessa

Il seguente lavoro di tesi è il risultato di un'attività complessa ed articolata svolta in compartecipazione dagli studenti Luca Giuseppe Ruospo e Gennaro Sinisi, che ha avuto come oggetto lo studio della vulnerabilità sismica e gli interventi di miglioramento della resistenza sismica del Municipio di Palagiano.

In particolare, il laureando Luca Giuseppe Ruospo ha curato la stesura dei Capitoli 3, 4, 6, aventi come tema principale rispettivamente la diagnostica non distruttiva nel recupero degli edifici, la modellazione strutturale degli edifici in muratura e misti in muratura e calcestruzzo armato, il caso di studio specifico del Municipio di Palagiano, mentre il laureando Gennaro Sinisi ha curato la stesura dei Capitoli 1, 2, 5, 6, che approfondiscono rispettivamente le origini e lo sviluppo dei fenomeni sismici, l'evoluzione storica dei sismi in Italia e della normativa antisismica, il percorso della conoscenza dell'edificio storico, le strategie di intervento per il miglioramento della resistenza sismica e il caso di studio specifico.

La stesura di un unico elaborato nasce dalla necessità di assicurare al lettore una comprensione esaustiva e completa del lavoro svolto sul corpo di fabbrica, permettendo di seguire con ordine e logica tutte le fasi che hanno portato alla realizzazione del caso di studio approfondito.

INTRODUZIONE

Il recentissimo terremoto di Finale Emilia del Maggio 2012 ha riportato alla ribalta il problema dell'emergenza post - sismica in Italia, provando duramente le ottimistiche aspettative di protezione e di sicurezza e sottolineando ancora una volta l'impreparazione del nostro territorio ad affrontare calamità naturali.

Nonostante la crescente qualità costruttiva e progettuale degli insediamenti urbani contemporanei, sotto la spinta delle normative sismiche di nuova generazione, sono presenti in Italia porzioni di territorio antropizzato ad elevata condizione di rischio sia per la posizione geomorfologica in cui essi sorgono sia per l'elevata vulnerabilità a cui sono soggetti sia l'edilizia moderna diffusa che, soprattutto, i centri antichi. I centri antichi, il patrimonio storico artistico, rappresentano fortemente un polo di identificazione storico e culturale che, essendo estremamente fragile e vulnerabile, va salvaguardato e rispettato, coerentemente con quelli che sono i requisiti di sicurezza strutturale necessari.

Il problema della sicurezza degli edifici storici e della conseguente vulnerabilità è insito nella composizione strutturale degli stessi. Gli edifici in muratura sono fundamentalmente costituiti da due materiali: i blocchi di materiale lapideo e la malta. I conci rappresentano il materiale resistente (pietre naturali, mattoni, blocchi artificiali), la malta (malta di calce, cemento) è di solito meno resistente ed ha principalmente la funzione di riempimento dei vuoti tra gli elementi lapidei e di collegamento degli elementi stessi, con lo scopo di realizzare un sistema unico, compatto e di ridistribuire le tensioni trasmesse dall'elemento più resistente. Tale composizione fa sì che le strutture murarie resistano molto bene nei confronti delle azioni di compressione, meno bene nei confronti di azioni flettenti a causa della limitata capacità di resistenza a trazione.

L'azione sismica, che si manifesta con forza di inerzia orizzontali, sollecita fortemente i paramenti murari attraverso sforzi di trazione nel piano, i quali producono rottura per scorrimento o per fessurazione diagonale, favorita dalla scarsa resistenza dei corsi di malta orizzontale nei confronti delle tensioni tangenziali.

L'instaurarsi di questi meccanismi è causa di una perdita di equilibrio dei paramenti murari e produce fenomeni di collasso locale o globale sull'intera struttura, favoriti dalla presenza di elementi eccessivamente snelli, dalla assenza di adeguati ammorsamenti tra paramenti murari ortogonali tra loro, ecc.

Il problema della sicurezza degli edifici storici è correlato al comportamento che gli stessi hanno nei confronti dell'azione sismica. Sorge, dunque, la necessità di elevare la capacità di resistenza all'azione sismica dei manufatti, migliorandone il comportamento sismico e adeguando gli stessi alle normative vigenti, in modo da garantire la salvaguardia della vita umana da un lato e la conservazione dei beni di carattere storico artistico dall'altra.

Il lavoro svolto sul Municipio di Palagiano nasce proprio dalla necessità di dotare una struttura appartenente al patrimonio storico e artistico locale di una maggiore resistenza nei confronti dell'azione sismica, attraverso interventi mirati e modellati a seguito di uno studio approfondito sul corpo di fabbrica, sfatando la convinzione fortemente diffusa la quale vede la struttura storica come non adeguata a resistere in modo opportuno alle sollecitazioni sismiche su di essa indotte.

La Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011, pubblicata sul Supplemento Ordinario n. 54 alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011, sviluppata con lo scopo di valutare e ridurre il rischio sismico del patrimonio storico e artistico esistente, è stata un riferimento costante nello sviluppo sin dallo stato embrionale del lavoro svolto e rappresenta la presa di coscienza a livello nazionale che l'adeguamento e il miglioramento sismico del patrimonio storico e artistico italiano è processo cruciale per la salvaguardia, protezione e fruibilità dello stesso. La Direttiva, infatti, specificando un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progetto degli eventuali interventi, concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma opportunamente adattato alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale, si pone la finalità di formulare, nel modo più oggettivo possibile, il giudizio finale sulla sicurezza e sulla conservazione garantite dall'intervento di miglioramento sismico, perseguendo come fine fondamentale la tutela di quel patrimonio nazionale, contenitore di una storia da tramandare alle future generazioni.



Finale Emilia, Modena, Crollo della torre dei Modenesi, Maggio 2012

Capitolo 1

ORIGINE, SVILUPPO E CLASSIFICAZIONE DEI FENOMENI SISMICI

1.1 - L'ORIGINE DEI TERREMOTI

Le rocce che formano l'interno della Terra non sono omogenee, ma presentano zone con pressioni, temperature, densità e caratteristiche dei materiali assai diverse. Questa forte disomogeneità induce lo sviluppo di forze, che tendono a riequilibrare il sistema fisico-chimico. Tali forze determinano dei movimenti negli strati più superficiali della Terra, spingendo le masse rocciose le une contro le altre fino a deformatle. La Terra è dunque un sistema dinamico e in evoluzione continua. I terremoti sono una conseguenza dei processi dinamici e tettonici che determinano la genesi e l'evoluzione dei bacini oceanici, delle catene montuose e dei continenti: infatti, quando tali deformazioni raggiungono il limite di resistenza dei materiali, questi si fratturano, liberando quasi istantaneamente l'energia elastica sino ad allora accumulata. A pressioni non elevate le rocce, sottoposte a sforzi, hanno un comportamento "fragile" che può essere illustrato con il diagramma della fig. 1.1. La roccia si deforma elasticamente fino ad un valore A dello sforzo, al di sopra del quale la relazione non è più lineare. Quando lo sforzo raggiunge il valore C (punto di rottura) la roccia si rompe, liberando tutta l'energia accumulata fino a quel momento. Il punto in cui avviene la rottura (accompagnata da spostamento delle parti), viene chiamata *faglia*: con questo nome vengono indicate tutte le discontinuità piane lungo le quali si ha spostamento come mostrato in fig. 1.1.

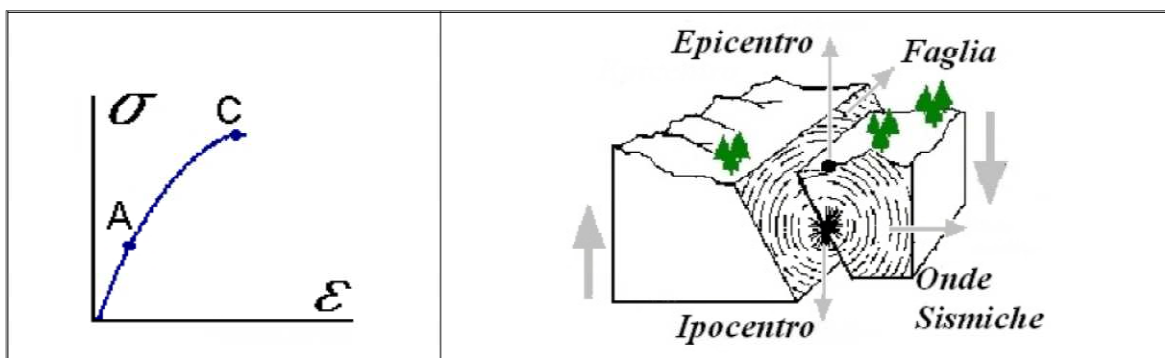


Figura 1.1: Legame costitutivo di una roccia e meccanismo di formazione di una faglia (fonte SSN: Servizio Sismico Nazionale)

A seconda del tipo di spostamento relativo possiamo avere tre tipi di faglie:

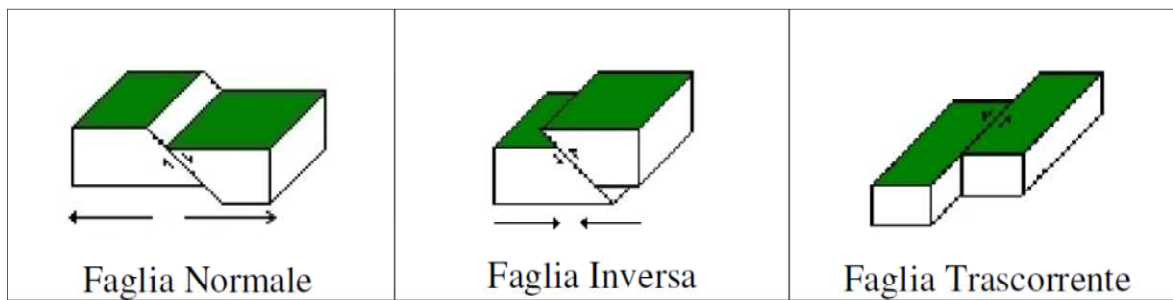


Figura 1.2: Scorrimenti delle faglie (fonte SSN: Servizio Sismico Nazionale)

Il terremoto si origina in un punto all'interno della terra che prende il nome di *Ipocentro*, la proiezione dell'ipocentro sulla superficie della terra prende invece il nome di *Epicentro*, come mostrato in fig. 1.1, la sua localizzazione viene determinata tramite strumenti detti sismogrammi, che misurano lo spostamento e la velocità del terreno, mentre gli accelerometri misurano la sua accelerazione.

Nella fig. 1.3 in rosso sono evidenziate le zone a più alto rischio sismico nel mondo:

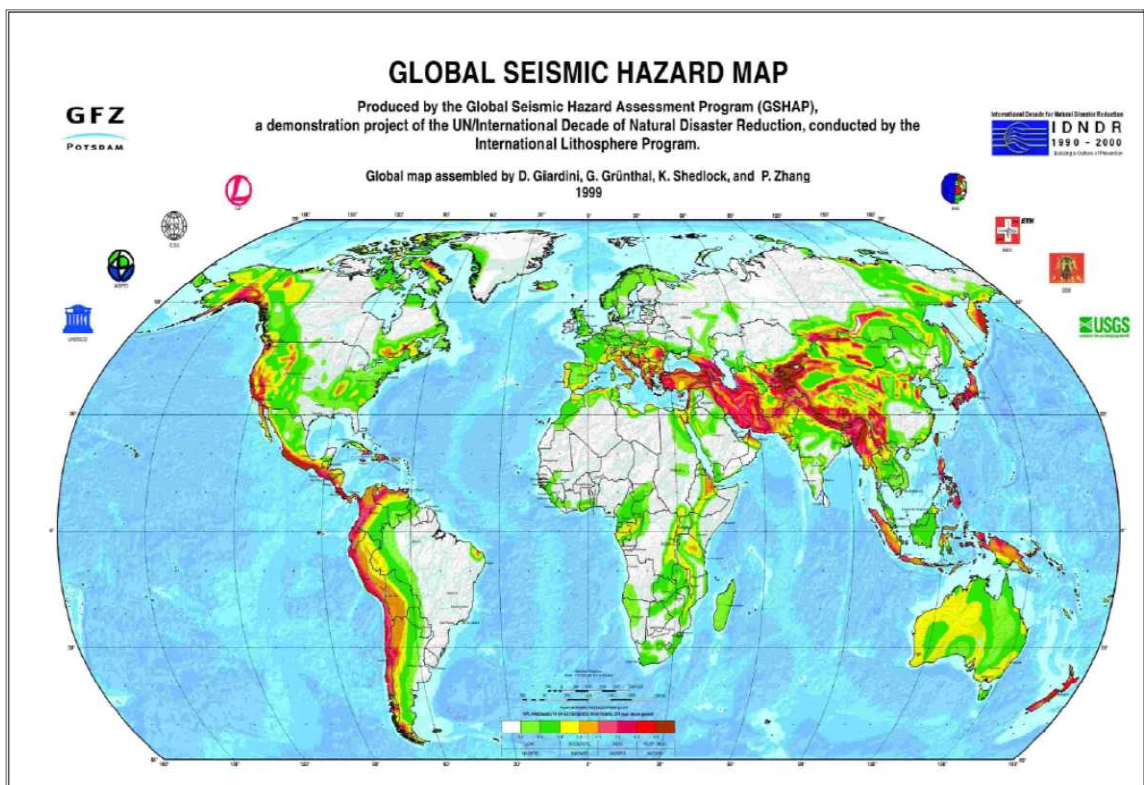


Figura 1.3: Mappa del rischio sismico nel mondo (fonte INGV)

Il movimento delle zolle continentali in corrispondenza della faglie normali provoca la fuoriuscita di nuovo materiale come ad esempio nella dorsale dell'oceano Atlantico,

mentre in presenza di faglie inverse si formano catene montuose come le Alpi, l'Himalaia e le Ande, un esempio di faglia trascorrente è quella attiva tra la Turchia e l'Europa.

Come si nota dalla mappa mondiale anche l'Italia è interessata dal movimento tellurico, in particolare come si vede dalla fig. 1.4 la zolla adriatica, ruotando in senso antiorario da 10 - 15 milioni di anni sotto la spinta dell'Africa, perché le due zolle sono ancora unite attraverso l'arco calabro, ha prodotto le catene montuose dei Balcani, le Alpi e gli Appennini. In particolare lo scorrimento sotto il margine europeo lungo le Alpi orientali del Friuli ha dato luogo a deformazioni evidenti mediante il meccanismo della faglia inversa, mentre lungo il margine occidentale della penisola ha dato luogo all'espansione del mar Tirreno per il formarsi in questa zona di faglie normali.

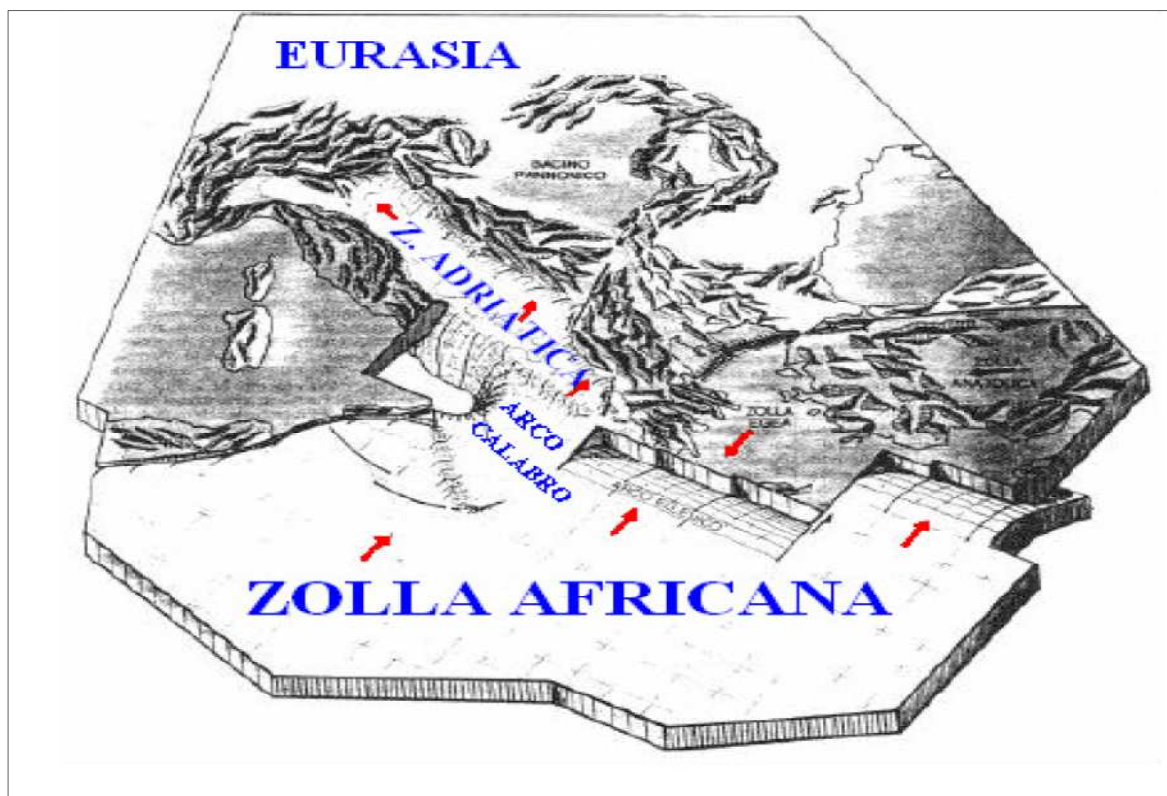


Figura 1.4: Cause della sismicità in Italia

I movimenti tettonici sopra descritti sono alla base delle mappe di pericolosità sismica disegnate dall'INGV in fig. 1.5 espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi (cat. A dell'O.P.C.M. 3274/03).

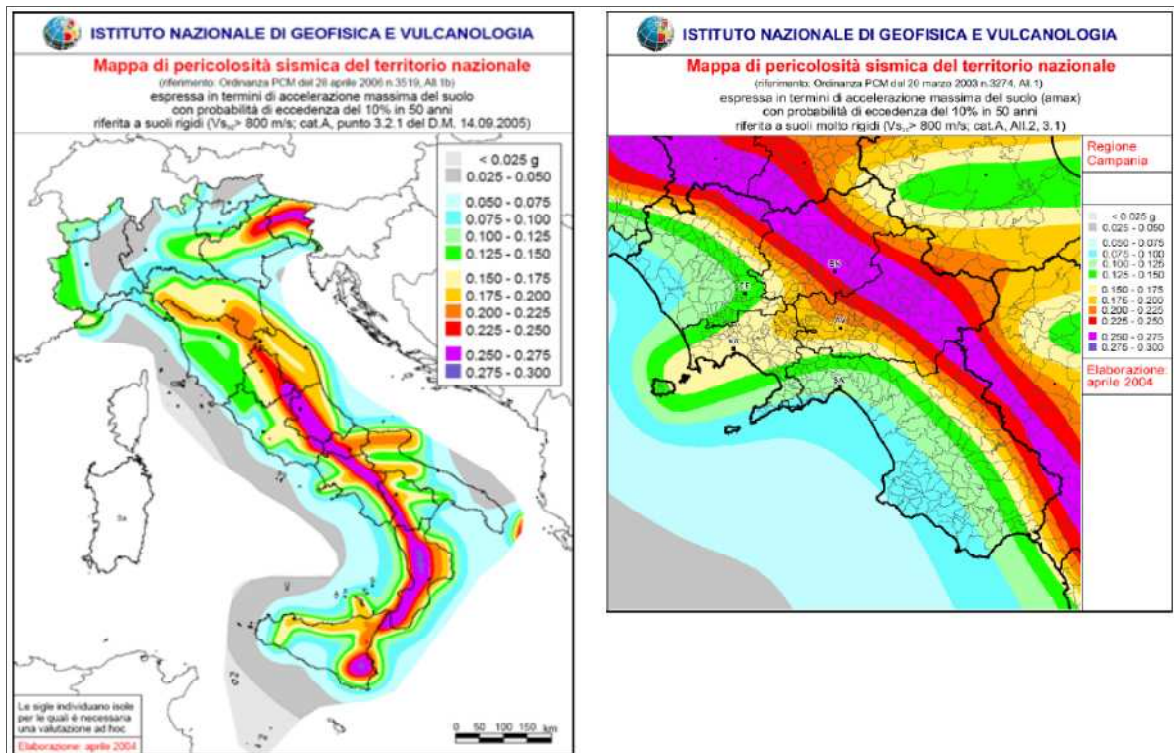


Figura 1.5: Accelerazione massima del suolo tipo A (fonte INGV)

1.2 – IL MOTO SISMICO

Il terremoto è causato dalla rottura della crosta terrestre, fisicamente rappresentata dalla faglia, il punto all'interno della terra dal quale essa ha origine è l'ipocentro: se questo è profondo il terremoto possiede una maggiore energia in origine, ma la dissipazione (dovuta al passaggio tra le diverse stratificazioni del terreno) è notevole per cui può essere poco distruttivo in superficie ed interessare un'area molto vasta; mentre un terremoto poco profondo pur possedendo minore energia può essere molto distruttivo in superficie, perché subisce poca dissipazione, ed interessare un'area ridotta. Il fenomeno fisico avviene all'interno del mezzo elastico, costituito dagli strati del terreno, per cui nel momento della rottura, dall'ipocentro, l'energia elastica accumulata si trasforma in *onde meccaniche* per lo spostamento di una porzione del mezzo elastico dalla sua posizione normale e la sua successiva oscillazione attorno ad una posizione di equilibrio. La trasmissione dell'energia non avviene, quindi, mediante un movimento effettivo a lungo raggio del mezzo stesso, ma le varie parti si limitano ad oscillare entro limiti ristretti, quando il fronte d'onda (particelle del terreno che in ogni istante hanno la stessa velocità: si muovono in fase) è una superficie l'onda è di volume; quando è una curva l'onda è di superficie. Tra le onde 3D, fig. 1.6, ci

possono essere quelle longitudinali o primarie P responsabili della propagazione delle deformazioni di compressione-estensione. La direzione del fronte d'onda longitudinale coincide con la direzione di spostamento delle particelle del terreno, sono più veloci e raggiungono prima la superficie della Terra. Altre onde 3D sono quelle trasversali o secondarie S responsabili delle variazioni di forma. La direzione del movimento del fronte d'onda è perpendicolare allo spostamento delle particelle del terreno e hanno velocità più piccola rispetto alle onde P.

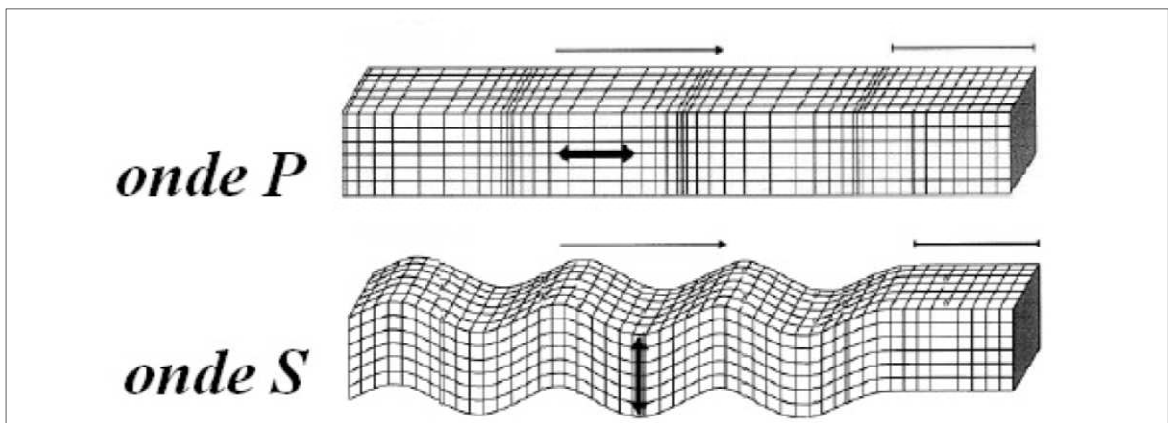


Figura 1.6: Onde di volume

Le onde di superficie o lunghe L, fig. 1.7, sono caratterizzate da grandi periodi e si propagano soltanto nello strato superficiale della Terra provocando i maggiori spostamenti, ma non producono grandi accelerazioni.

Si distinguono due tipi di onde L: onde lunghe di LOVE LL e onde lunghe di Rayleigh LR. In quelle di Love le particelle si muovono perpendicolarmente alla direzione di propagazione, mentre in quelle di Rayleigh si muovono nella direzione di propagazione ed in senso verticale descrivendo un'ellisse nel piano verticale; entrambe hanno velocità più piccole delle onde di volume.

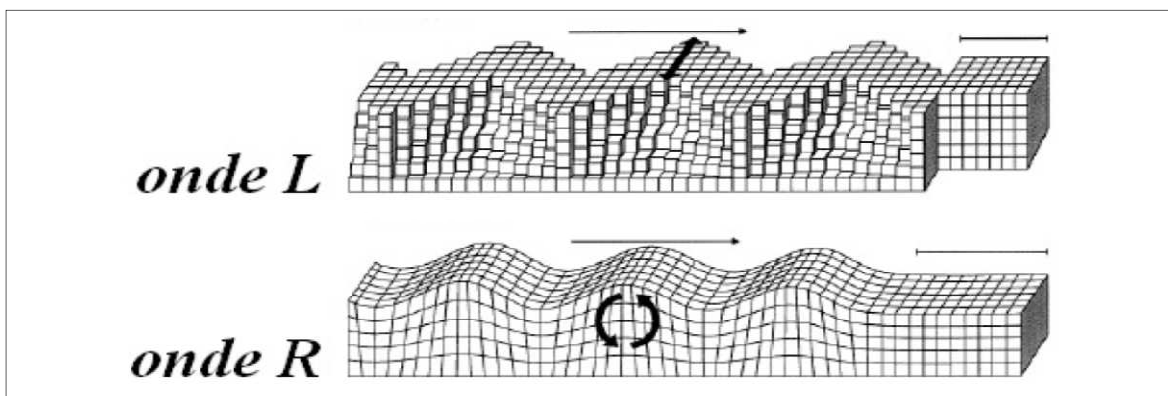


Figura 1.7: Onde di superficie

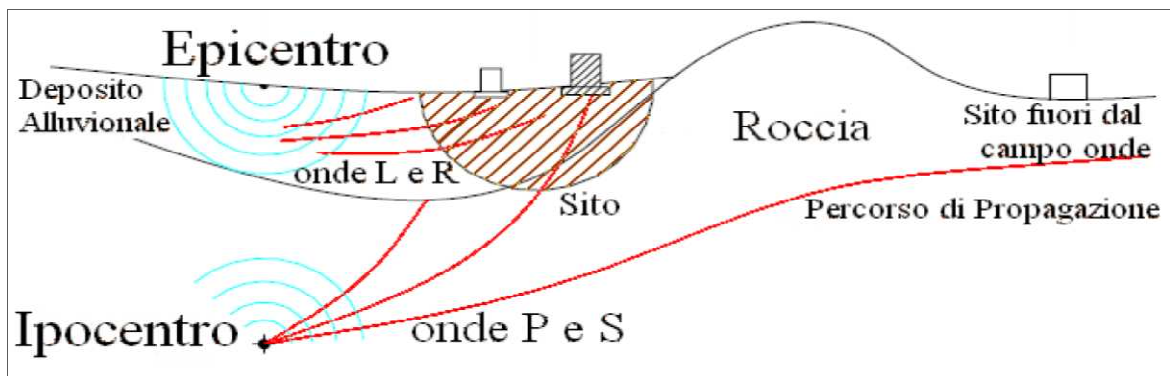


Figura 1.8: Esempio di moto sismico

La propagazione dei diversi tipi di onde è rappresentato in fig. 1.8, è interessante notare che la roccia, essendo dotata di poca elasticità, non trasmette le onde sismiche, mentre un terreno alluvionale oltre a propagare le onde P e S le rifrange in onde L e R.

1.3 - MISURA DEL MOTO SISMICO

Con il diffondersi delle stazioni sismiche nei primi decenni del secolo, si è gradualmente posto il problema di misurare i terremoti con una scala “assoluta” di tipo strumentale. Il passo decisivo in questa direzione fu compiuto nei primi anni 30’ da C.F. Richter, presso il California Institute of Technology (Caltech) di Pasadena, che partì da due osservazioni:

- Dati due terremoti aventi diversa intensità ma la stessa profondità focale, registrati dallo stesso sismografo a distanze poco diverse, il più forte produce oscillazioni del suolo di maggiore ampiezza e quindi farà anche tracciare dallo strumento un sismogramma di maggiore ampiezza. Solo se gli epicentri sono a diversa distanza, e l’evento più piccolo è molto più vicino alla stazione, esso può generare un sismogramma di ampiezza maggiore dell’evento più grande.

- Si supponga che gli stessi due terremoti siano registrati non più da uno solo ma da vari strumenti a distanze diverse. Se per ogni strumento si riporta la massima ampiezza registrata su un grafico in funzione della distanza epicentrale, si possono costruire due curve (una per ciascun terremoto) congiungendo i punti relativi alle varie stazioni. Risulterà che la curva più alta sarà quella associata al terremoto più forte.

L’uso dei valori di picco dei sismogrammi registrati consentì a Richter di analizzare quantitativamente i terremoti della California meridionale; infatti il laboratorio sismologico del Caltech disponeva di una rete regionale di sette stazioni dotate di sismografi (a torsione) del tipo Wood - Anderson.

Dopo aver costruito le curve relative a terremoti diversi in grafico logaritmico, egli notò che esse erano simili e, come si aspettava, con ordinate maggiori per gli eventi maggiori. La similitudine significa che le differenze tra i logaritmi delle ampiezze per due diversi terremoti sono grosso modo indipendenti dalla distanza, ovvero che le ampiezze stanno tra loro in rapporto costante (per la proprietà dei logaritmi: $\log A_1 - \log A_2 = \log A_1 / \log A_2$). Con ciò si poteva ottenere direttamente una misura quantitativa relativa tra due terremoti. Per avere una misura assoluta bisognava prendere un *terremoto zero* come base di confronto. Richter lo scelse, arbitrariamente, come quell'evento che su un Wood - Anderson (WA) genera un'ampiezza di picco di 0,001mm a 100km di distanza epicentrale, e gli assegnò magnitudo 0. Inoltre, fissato questo punto su un grafico, ricavò le ordinate A_0 di magnitudo 0 per distanze diverse da 100 km tracciando una curva simile in media alle precedenti. Misurando la differenza tra l'ordinata $\log A$ di un evento registrato ad una certa distanza ed il valore di $\log A_0$ per la stessa distanza si ottiene una misura assoluta del terremoto. L'evento di magnitudo 0 può essere visto come l'evento più piccolo registrabile dallo strumento WA di riferimento in una data regione. Si ricava la definizione della Magnitudo Richter:

$$M_L = \log A - \log A_0$$

dove: A = ampiezza di picco, in mm, della traccia registrata da un WA ad una data distanza; A_0 = ampiezza corrispondente del terremoto "zero" alla stessa distanza. I valori di $\log A_0$ stabiliti empiricamente da Richter per distanze "regionali" comprese tra 0 e 600 km, sono descritti da un'espressione del tipo:

$$\log A_0 = a \log(R/100) + b \log(R-100)$$

dove R è la distanza ipocentrale (in km) e a, b sono coefficienti numerici.

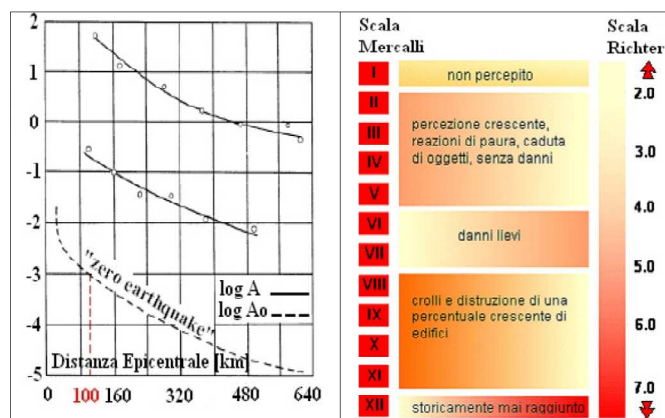


Figura 1.9: Diagramma della Magnitudo e sua percezione

Accanto alla scala Richter, che come si è visto dà una misura assoluta dell'evento sismico, ne esiste anche un'altra: la Mercalli basata sulla percezione degli effetti. In fig. 1.9 ne viene proposta una rappresentazione. La magnitudo M_L del terremoto è legata all'energia rilasciata in corrispondenza dell'epicentro attraverso la relazione:

$$\log E = 12,24 + 1,44 M_L$$

dalla quale è facile notare come l'aumento di un'unità in termini di magnitudo del terremoto è equivalente ad un aumento di energia di circa 28 volte. Il più grande terremoto mai registrato è di magnitudo 8.9 della scala Richter (Colombia-Ecuador 1906, Giappone 1933). Si ritiene che 8.9 sia il massimo valore raggiungibile, corrispondente alla massima quantità di energia che si può accumulare nella crosta terrestre prima della frattura. Da un punto di vista ingegneristico, si ritiene che terremoti di magnitudo inferiore a 5 non siano distruttivi per le strutture.

Il concetto di classe di vulnerabilità è stato particolarmente approfondito e chiarito dalla scala EMS98. Essa contempla la definizione di una casistica chiara e dettagliata di tipologie costruttive e della distribuzione dei livelli di danno correlati a ciascun grado di intensità, miranti a rendere il più oggettiva possibile la valutazione dell'intensità locale.

Sono state introdotte sei classi di vulnerabilità potenzialmente in grado di misurare sia gli edifici esistenti non progettati per il sisma, sia quelli esistenti o di nuova costruzione con diversi livelli di protezione antisismica. In Tabella 1.1 è possibile notare come la scala di intensità EMS98 associ, ad ogni tipologia di struttura (muraria, cemento armato, acciaio e legno), in funzione anche delle tecniche costruttive, una propria classificazione di vulnerabilità, che è individuata da una scala decrescente dalla A alla F.

Secondo la scala macrosismica EMS98, quindi, una classe di vulnerabilità non coincide con una tipologia o con un gruppo di tipologie: infatti, edifici della stessa tipologia, ad esempio gli edifici in muratura qui particolarmente considerati, possono appartenere a diverse classi di vulnerabilità, anche se in ogni caso resta identificata una classe centrale particolarmente frequente. Per gli edifici in muratura la classificazione dipende essenzialmente dalla qualità dell'apparecchiatura muraria dei blocchi di pietra naturale o artificiali. Per gli edifici in c.a. dipende, invece, dal sistema strutturale (telai o pareti) e dalla esecuzione e livello di tecniche di protezione antisismica.

L'appartenenza di un edificio o di un gruppo di edifici ad una classe di vulnerabilità ha a che fare con la frequenza relativa con cui si manifestano livelli di danno fisico apparente,

ben definiti dalla scala su sei livelli (in Tabella 1.2 sono riportati i gradi di danno stabiliti dalla scala per edifici in muratura), al variare dei gradi dell'intensità macrosismica (dal VI, in cui cominciano a manifestarsi danni agli edifici più vulnerabili, al grado massimo XII - Tabella 1.3).

Tipi di strutture		Classi di vulnerabilità					
		A	B	C	D	E	F
Muratura	Mattone cotto al sole	○					
	Mattone di terra	○	—				
	Pietra semplice	—	○				
	Pietra massiccia		—	○	—		
	Non rinforzata, con elementi di pietra lavorata	—	○	—			
	Non rinforzata, con piano RC (pareti in c.a.)		—	○	—		
	Rinforzata o confinata			—	○	—	
Cemento armato	Struttura senza disegno antisismico (ERD)	—	—	○	—		
	Struttura con moderato livello di protezione sismica		—	—	○	—	
	Struttura con elevato livello di protezione sismica			—	—	○	—
	Pareti senza disegno antisismico (ERD)		—	○	—		
	Pareti con moderato livello di protezione sismica			—	○	—	
	Pareti con alto livello di protezione sismica				—	○	—
Acciaio	Strutture in acciaio			—	○	—	
Legno	Strutture in legno		—	○	—		

○	classe di vulnerabilità più probabile
—	intervallo probabile
—	intervallo di minore probabilità, casi eccezionali

Tabella 1.1: Classi di vulnerabilità, scala EMS 98






	<p>GRADO 1: danno leggero</p> <p>Nessun danno strutturale Danni leggeri a elementi non strutturali</p>
	<p>GRADO 2: danno moderato</p> <p>Leggeri danni strutturali Danni moderati a elementi non strutturali</p>
	<p>GRADO 3: danno grave</p> <p>Moderati danni strutturali Danni pesanti a elementi non strutturali</p>
	<p>GRADO 4: danno molto grave</p> <p>Pesanti danni strutturali Danni molto pesanti a elementi non strutturali</p>
	<p>GRADO 5: distruzione</p> <p>Danni strutturali molto pesanti</p>

Tabella 1.2: Gradi di danno per gli edifici in muratura, stabiliti dalla scala EMS 98

<p>VI</p>	<p>Leggermente dannoso</p>	<p>a) Il terremoto viene avvertito dalla maggior parte delle persone all'interno e da molte all'esterno. Alcune persone perdono l'equilibrio. Molte persone si spaventano e scappano all'aperto. b) Piccoli oggetti solitamente stabili possono cadere e i mobili possono essere spostati. In alcuni casi piatti e bicchieri possono rompersi. Gli animali da cortile (anche all'aperto) possono spaventarsi. c) Danni di grado 1 sono subiti da molti edifici di classe di vulnerabilità A e B; alcuni edifici di classe A e B subiscono danni di grado 2; alcuni edifici di classe C subiscono danni di grado 1.</p>
-----------	----------------------------	--

VII	Dannoso	<p>a) La maggior parte delle persone è spaventata e cerca di correre all'aperto. Molti trovano difficoltà a stare in piedi, specialmente nei piani alti.</p> <p>b) I mobili sono spostati e i pensili possono cadere. Gli oggetti cadono dalle mensole in grande numero. L'acqua trabocca dai contenitori, dalle cisterne e dalle piscine.</p> <p>c) Molti edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe B subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3. Alcuni edifici di classe C subiscono danni di grado 2. Alcuni edifici di classe D subiscono danni di grado 1.</p>
VIII	Pesantemente dannoso	<p>a) Molte persone trovano difficoltà a restare in piedi, anche all'esterno.</p> <p>b) I mobili possono essere rovesciati. Gli oggetti quali televisori, macchine da scrivere, ecc. cadono per terra. Le lapidi possono essere occasionalmente spostate, girate o rovesciate. Le oscillazioni possono essere viste su terreni molto soffici.</p> <p>c) Molti edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 4; alcuni di grado 5. Molti edifici di classe B subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe C subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3. Alcuni edifici di classe D subiscono danni di grado 2.</p>
IX	Distruttivo	<p>a) Panico generale. La gente può essere gettata forzatamente a terra. b) Molti monumenti e colonne cadono o sono ruotati. Le oscillazioni sono visibili su terreni molto soffici.</p> <p>c) Molti edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 5. Molti edifici di classe B subiscono danni di grado 4; alcuni di grado 5. Molti edifici di classe C subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe D subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3. Alcuni edifici di classe E subiscono danni di grado 2.</p>
X	Molto distruttivo	<p>c) La maggior parte degli edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 5. Molti edifici di classe B subiscono danni di grado 5. Molti edifici di classe C subiscono danni di grado 4; alcuni di grado 5. Molti edifici di classe D subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe E subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3. Alcuni edifici di classe F subiscono danni di grado 2.</p>
XI	Devastante	<p>c) La maggior parte degli edifici di classe di vulnerabilità B subiscono danni di grado 5. La maggior parte degli edifici di classe C subiscono danni di grado 4; molti di grado 5. Molti edifici di classe D subiscono danni di grado 4; alcuni di grado 5. Molti edifici di classe E subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe F subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3.</p>
XII	Completamente devastante	<p>c) Tutti gli edifici di classe di vulnerabilità A e B e, praticamente, tutti gli edifici di classe di vulnerabilità C sono distrutti. La maggior parte degli edifici di classe D, E e F sono distrutti. Gli effetti del terremoto hanno raggiunto i massimi effetti concepibili.</p>

Tabella 1.3: Gradi di intensità della scala EMS 98 a partire dal IV, a) Effetti sull'uomo, b) effetti su natura e oggetti, c) effetti su edifici, Classificazione dei quantificatori utilizzati dalla scala EMS 98

1.4 - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE

Dopo più di venti anni di quasi totale immobilità, la nuova normativa per le costruzioni in zona sismica e i criteri per la classificazione emanati con l'Ordinanza 3274/2003, hanno determinato un deciso passo avanti verso l'attuazione di una strategia di prevenzione e mitigazione del rischio sismico moderna, efficace e scientificamente corretta. Negli ultimi venti anni, infatti, gli studi sulla sismicità hanno fatto grandi progressi testimoniati da mappe di pericolosità sismica come quella vista in fig. 1.10: si esaminano in questo paragrafo le tappe che hanno portato all'odierna classificazione sismica regolata dall'Allegato 1 dell'OPCM 3274/03.

La classificazione sismica del territorio Italiano, strumento fondamentale per la definizione delle azioni sismiche di progetto in relazione alla pericolosità del sito, si è evoluta in maniera discontinua nel tempo.

Se si esamina quanto è successo nel secolo appena concluso, sintetizzato in fig. 1.10, ci si rende conto come i provvedimenti di classificazione fino al 1980 abbiano inseguito gli eventi, piuttosto che prevenirli. In effetti, il terremoto è un evento raro, che si manifesta in maniera statisticamente periodica: i periodi di ritorno medi degli eventi più violenti sono dell'ordine di qualche secolo.

Appare, quindi, quanto mai irrazionale, sebbene comprensibile dal punto di vista emozionale, classificare come sismiche solo le zone appena colpite da un terremoto, non curandosi di valutare l'effettiva pericolosità di altre zone con una storia sismica importante, ma non recente. Purtroppo, solo alla fine degli anni '70', dopo che il Progetto Finalizzato Geodinamica del CNR attivato a seguito del terremoto del Friuli del 1976 aveva dato grande impulso a studi specifici, si è arrivati a definire mappe di pericolosità basate su dati e procedure scientificamente validi.

Sulla base di tali mappe si è proceduto, tra il 1981 e il 1984, a classificare una cospicua porzione del territorio precedentemente ritenuto non sismico, estendendo dal 25% al 45% circa la parte di territorio italiano classificato in una delle tre categorie previste. In realtà, c'era piena consapevolezza che tali provvedimenti, pur se indispensabili all'indomani di un terremoto catastrofico quale quello Irpino - Lucano del 23 Novembre del 1980, erano ancora imperfetti, tanto da rinviare la decisione di classificare nuovi territori in prima categoria, in attesa di studi per l'approfondimento della conoscenza della storia sismica dell'intero territorio e il miglioramento delle ipotesi e degli strumenti di elaborazione.

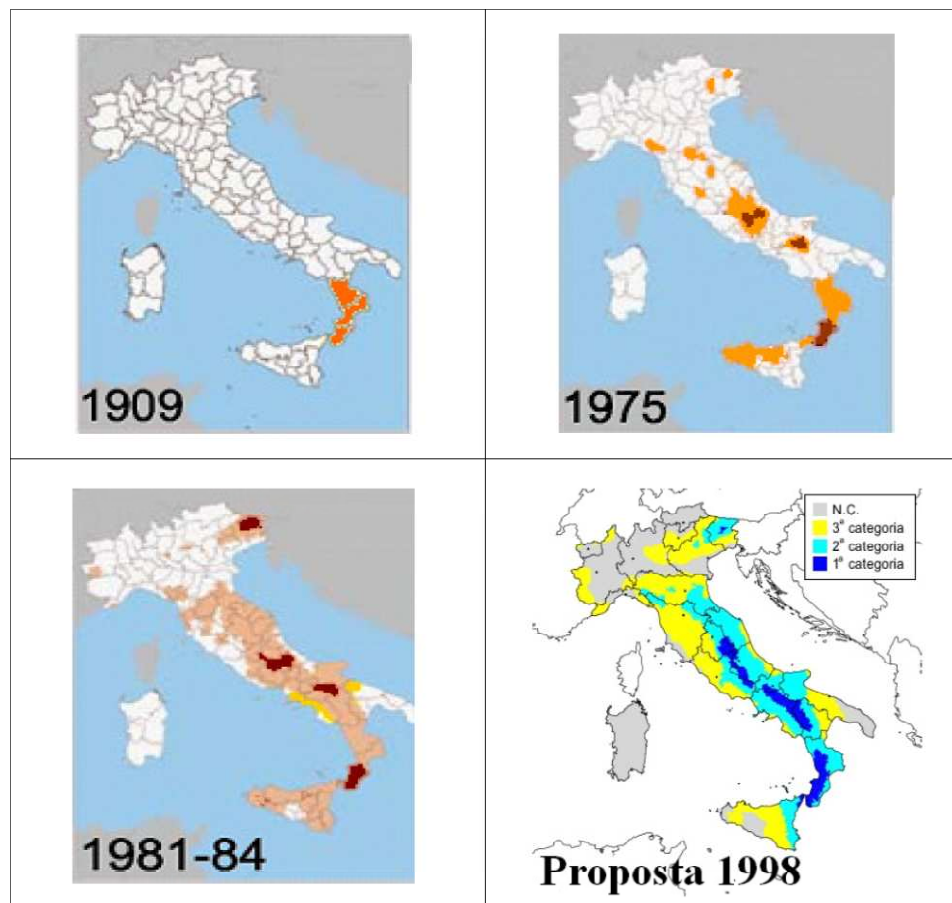


Figura 1.10: Evoluzione storica della classificazione sismica (fonte Protezione Civile)

Nel 1998, un gruppo di lavoro che riuniva le competenze dei maggiori organi tecnico - scientifici operanti nel settore (il Servizio Sismico Nazionale, che aveva istituito il gruppo di lavoro, il Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti e l'Istituto Nazionale di Geofisica), raccogliendo e sintetizzando le conoscenze e lo stato dell'arte all'epoca, produsse nuove mappe di pericolosità ed una proposta di riclassificazione del territorio (proposta 1998 in fig. 1.10, che vedeva in zona sismica, nelle tre categorie previste, circa il 67% dell'intero territorio italiano).

Sulla base di questo studio, rimasto inutilizzato per quattro anni, è stata redatta la nuova mappa di classificazione (fig. 1.11), base di riferimento dei provvedimenti di classificazione che le singole Regioni, competenti per legge in materia, hanno emanato successivamente all'Ordinanza 3274. Importante novità è l'assenza di aree "non classificate" e l'introduzione di una zona 4, nella quale, con facoltà di scelta delle Regioni, si progetterà con criteri semplificati e forze sismiche ridotte, atte a garantire comunque la

presenza di sistemi controventanti nelle due direzioni ortogonali con una minima resistenza alle azioni laterali.

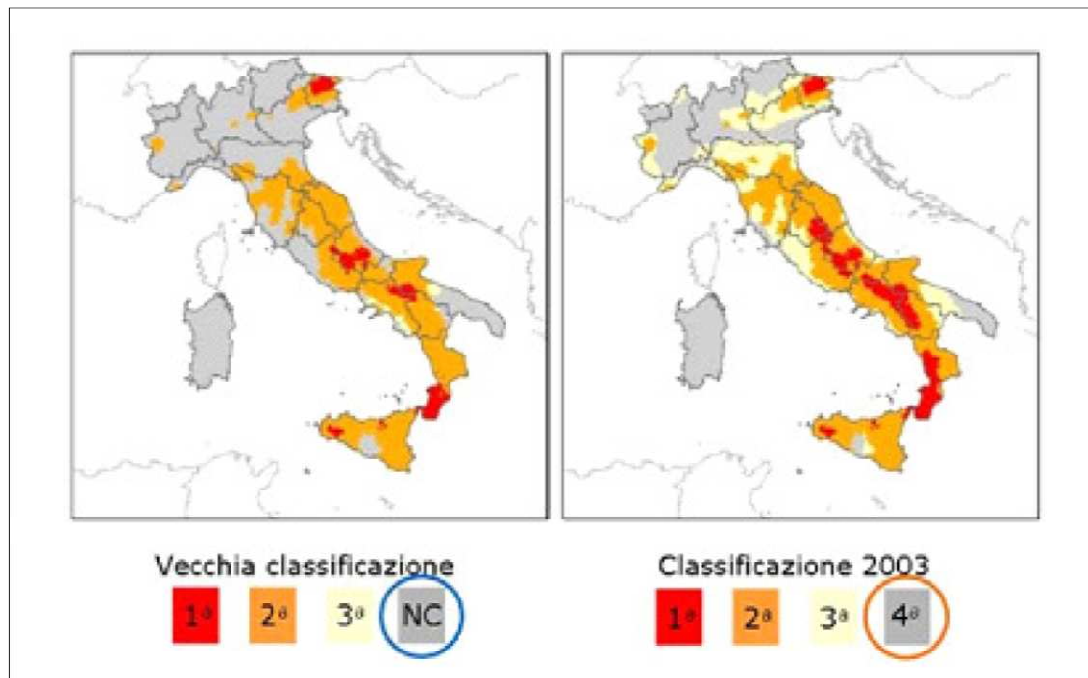


Figura 1.11: Confronto tra vecchia e nuova classificazione (fonte Protezione Civile)

È importante anche sottolineare come nell'Allegato 1 della stessa Ordinanza siano contenuti i criteri generali, rigorosamente scientifici anche nella valutazione complessiva del risultato, di definizione delle future mappe di pericolosità.

Dunque, oltre agli immediati improcrastinabili provvedimenti, sono state poste le basi per future soluzioni, in linea con lo stato dell'arte nazionale e internazionale, di un problema complesso e di estrema delicatezza dal punto di vista sociale, economico e politico.

La classificazione sismica dell'OPCM 3274/03 è diretta conseguenza degli studi sulla pericolosità sismica, fig. 1.12, in base ai quali il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g (accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

I valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono, salvo più accurate determinazioni, che possono portare a differenze comunque non superiori al 20% dell'accelerazione per le zone 1 e 2 e non superiori a $0.05g$ nelle altre zone:

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Tabella 1.4: OPCM 3274/03: max accelerazione al suolo di tipo A per zona sismica

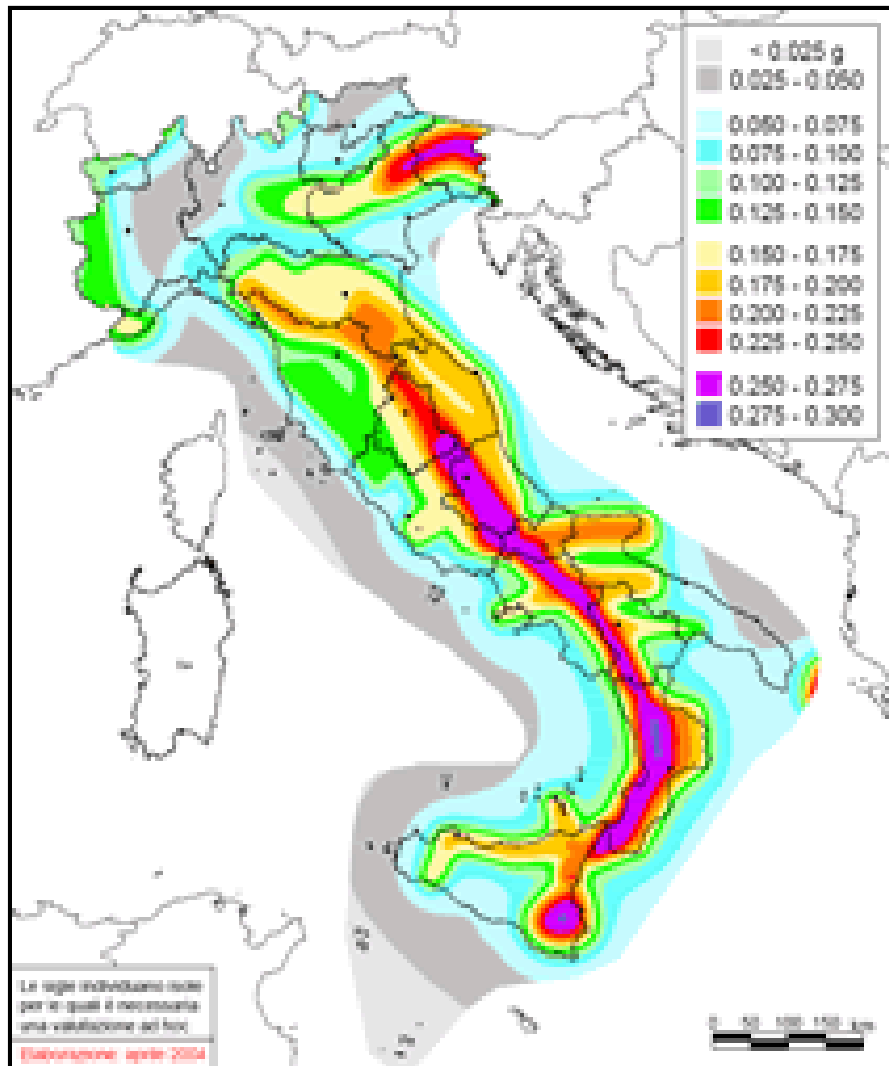


Figura 1.12: Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale

Capitolo 2

DALL'EVOLUZIONE DELL'INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA ALLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA ATTRAVERSO IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA

2.1.1 - INTRODUZIONE

Lo sviluppo e l'evoluzione dell'ingegneria sismica in Europa e la conseguente necessità di un miglioramento qualitativo delle strutture esistenti sono legati ai dibattiti scientifico – filosofici che si ebbero a seguito del terremoto di Lisbona del 1755.

In Italia il terremoto delle Calabrie del 1783 rappresenta un punto di svolta e ispira la redazione delle *Istruzioni Borboniche*, seguite dalle norme pontificie del 1860 e dalla prime norme dell'Italia unita del 1884.

Diviene forte la necessità di difendersi da un evento, il sisma, caratterizzato da tratti fortemente catastrofici e violenti, attraverso interventi di ricostruzione idonei ed efficaci.

La normativa antisismica italiana trae ufficialmente le proprie origini dopo il sisma di Reggio Calabria e Messina del 1908 , con la redazione del *Regio Decreto n. 193 del 1909* e la nascita delle “norme di prima generazione”. Rispettivamente con *Legge n. 64 del 2 febbraio 1974* e con l'introduzione dell'*OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003* vengono introdotte la seconda e la terza generazione di norme antisismiche a livello nazionale, giungendo così alla redazione della vigente normativa, il *D.M. 14 gennaio 2008, Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, seguito dalla *Circolare esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009*. Infine, con la *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011*, pubblicata sul *Supplemento Ordinario n. 54 alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011*, sono state fornite indicazioni per una corretta valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio storico e artistico esistente, specificando un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progetto degli eventuali interventi, concettualmente analogo a

quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma opportunamente adattato alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale.

2.1.2 - L'EVOLUZIONE DELL'INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA

Nel 1783 l'Italia meridionale fu violentemente scossa da un evento sismico che resterà impresso nella storia e nella memoria: il terremoto delle Calabrie. Il terremoto delle Calabrie colpì violentemente Messina (circa 30.000 morti) e determinò in Calabria sconvolgimenti dal punto di vista sia geologico che morfologico. Il sisma fu probabilmente il più violento che abbia mai colpito l'Italia negli ultimi secoli e neanche la catastrofe che nel 1908 si sarebbe presentata l'avrebbe fatto dimenticare. Scoscendimenti, scivolamenti, liquefazione, crolli furono i più significativi effetti dell'intensa attività sismica. Molti corsi d'acqua furono sbarrati a causa dei cambiamenti geomorfologici e si crearono laghi, che infestarono di malaria le zone salubri.

Dinanzi a tale catastrofe, il Re Ferdinando IV nominò un vicario per le Calabrie e sostenne un programma di ricostruzione pionieristico per l'evoluzione delle normative antisismiche italiane. Esponenti dell'Accademia di Matematica e Geometria per il corpo di Artiglieria e dell'Accademia di Architettura si occuparono della ricostruzione di città quali Reggio Calabria, Messina, etc.

I documenti che furono prodotti a seguito dell'evento catastrofico sono rappresentati dalle *Istruzioni sul metodo da tenersi nella riedificazione dei Paesi diruti della Calabria* del Maggio 1783 e *Suggerimenti da servir d'istruzioni nel progetto di riedificazione della Città di Reggio* del Maggio 1784. I documenti rappresentano un esempio mirevole di trattazioni sugli aspetti statici delle costruzioni a livello Europeo.

La validità dei provvedimenti adottati fu riconosciuta successivamente, a seguito del terremoto del 1908, dove una commissione di studiosi istituita dal Governo sottolineò la validità delle prescrizioni sancite in epoca borbonica.

Gli avvenimenti del 1821 e del 1836 che colpirono ancora la Calabria videro il sensibile interesse del Governo nell'approfondire il tema della difesa della popolazioni dai danni indotti dai sismi. A seguito del terremoto che colpì la Basilicata nel 1851 si costituì il *Regolamento per la Commissione dei soccorsi*, in cui si ritrovano disposizione per la costituzione delle "baracche" di rifugio per gli sfollati.

A completare il quadro normativo delle misure antisismiche dell'Italia pre-unita c'è il *Regolamento Edilizio da osservarsi per le fabbriche del Comune di Norcia* del 1860, redatto a seguito di un terremoto che colpì la città di Norcia ed approvato dal Governo Pontificio nello stesso anno.

Le Istruzioni borboniche, redatte tra il 1783 e il 1784, erano sicuramente documenti validi per il miglioramento sismico del costruito esistente e per questo avevano assunto grande rilevanza a livello non solo nazionale ma internazionale ma, al contempo, non avevano un carattere prescrittivo, non essendo norme riconosciute a livello Governativo, ed assunsero esclusivamente carattere di linea guida per i tecnici coinvolti nelle operazioni di ricostruzione. Il regolamento edilizio approvato nel 1860 dal Governo Pontificio, invece, assunse carattere impositivo nell'atto di ricostruzione di una città distrutta da un sisma nel medesimo sito in cui essa sorgeva originariamente. Al centro del Regolamento Pontificio vi erano argomenti quali la sicurezza statica sia di edifici da consolidare e ripristinare che di edifici da costruire.

Prima di procedere con i lavori era necessario fare richiesta ad una *Commissione speciale per le fabbriche*. Tecnicamente si può affermare che il Regolamento Pontificio riprese, ampliandole, le vecchie norme borboniche, permettendo la costruzione di differenti tipologie di edifici e imponendo il rispetto severo delle norme.

Ad esempio fu imposto che i nuovi edifici non avessero altezza superiore a ml 8,5 con non più di due piani fuori terra e fu prescritto di abbattere i piani superiori al secondo in edifici che necessitavano di corpose opere di consolidamento, etc.

Nel 1881 un'altra forte scossa sismica colpisce l'isola di Ischia, precisamente Casamicciola, provocando la morte di 126 abitanti. Tuttavia, nell'intento di non bloccare le attività termali dell'isola, si decise di procedere con la riedificazione senza considerare alcuna norma antisismica. Nel 1883 Casamicciola fu colpita da un'altra forte scossa che provocò 1740 vittime. A seguito di tale evento catastrofico il legislatore decise di emanare una legge a livello nazionale per regolamentare le opere di ricostruzione. Con la Legge n. 1985, pubblicata sulla G.U. n. 59 del 10 marzo 1884, furono approvati alcuni provvedimenti a favore della ricostruzione nell'isola di Ischia. Il *Regolamento Edilizio per i Comuni dell'Isola di Ischia danneggiati dal terremoto del 1883* per la prima volta

introdusse nell'Italia post unitaria una serie di norme e prescrizioni miranti a prevenire e proteggere da eventuali danni provocati da sismi futuri.

Più avanzato dal punto di vista tecnico rispetto alle norme che lo avevano preceduto, il Regolamento Edilizio si articolava in cinque capi:

- I, Prescrizioni per le nuove costruzioni;
- II, Zone pericolose;
- III, Norme per i fabbricati danneggiati o pericolanti;
- IV, Commissione edilizia speciale;
- V, Disposizioni transitorie e finali.

Per la prima volta nel Capo II si individuano nei differenti Comuni le zone pericolose, in seguito ai terremoti che avevano colpito l'Isola tra il 1881 e il 1883. Il sisma di Casamicciola fu uno dei primi documentati fotograficamente in modo ampio.



Figura 2.1: Immagine delle rovine di Casamicciola, 1881

Nella zona dello stretto di Messina numerosi eventi sismici si erano presentati dal 1783 in poi, accompagnati da danni e vittime. Nonostante i sismi, nonostante le regole del costruire emanate in epoca borbonica, gli edifici di Messina, pur essendo ben costruiti, presentavano forti carenze dal punto di vista materico dei paramenti lapidei, costituiti

essenzialmente da muratura a secco con poca malta, con edifici di altezza eccessiva prospicienti strade molto strette.

Nel 1908 un violento sisma colpì la città di Messina, causando la morte di circa 30.000 abitanti. La scarsa capacità dello Stato di affrontare l'evento fu d'altra parte bilanciata dalla solidarietà delle nazioni, che da tutto il globo inviarono i proprio aiuti. La gravità di ciò che si era verificato indusse lo Stato ad emanare nuove norme più restrittive a difesa delle costruzioni dagli eventi sismici. Con il Regio Decreto del 15 gennaio del 1909 furono nominate due commissioni consultive, di cui una incaricata di studiare nuove norme tecniche e l'altra di indicare le zone più adatte alla ricostruzione dei centri abitati fortemente provati dal sisma. Nacque così il R.D. n. 193 del 18 aprile 1909 sulle *Norme tecniche e igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici, privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908* e da altri precedenti, elencati nel *R.D. del 13 aprile del 1909*. Il decreto si pone come documento all'avanguardia, la prima vera normativa sismica italiana, costituente le **norme di prima generazione**, che si estendono fino all'entrata in vigore della Legge del 02 febbraio 1974. Le norme che contraddistinguono questo lasso di tempo sono di tipo prescrittivo, contenenti indicazioni atte a limitare altezze, numero di piani, in modo da ridurre la vulnerabilità sismica degli edifici. Si impone per la prima volta l'utilizzo di strutture intelaiate, evitate per edifici di modesta entità, e per la prima volta si introducono azioni statiche equivalenti da utilizzare in fase di calcolo per tenere in considerazione gli effetti delle azioni sismiche sugli edifici. Il R.D. del 1909 si articola in sei titoli fondamentali:

- Titolo I, Nuove costruzioni;
- Titolo II, Ricostruzioni;
- Titolo III, Riparazioni;
- Titolo IV, Norme igieniche;
- Titolo V, Sanzioni;
- Titolo VI, Disposizioni transitorie.

Conseguenti all'uscita ed entrata in vigore del R.D. n. 193 del 1909, una serie di norme di prima generazione vennero varate, aggiornando e apportando modifiche e innovazioni al R.D. stesso. In successione furono adottate nuove disposizioni: i R.D.L. n. 579 del 1910, il

R.D. n. 1080 del 1912, la legge n. 1089 dell'11 luglio e il R.D. n. 1261 del 12 ottobre 1913, riepilogativo di diverse centinaia di articoli. A seguito del terremoto che colpì Avezzano nel 1915, causando 24000 morti, venne emanato il R.D.L. n. 573 del 29 aprile 1915 sulle *Norme tecniche ed igieniche da osservarsi per i lavori edilizi nelle località colpite da terremoto del 13 gennaio 1915*. Nel 1916 viene emanato il D.L. Luogotenenziale n.1526 del 5 novembre, che nell'art. 229 stabilisce che per opporsi alle scosse sussultorie, si debbano considerare azioni statiche aggiuntive pari al peso proprio e al sovraccarico permanente, aumentato del 50%. Le azioni dinamiche indotte dall'azione sismica si presuppongono applicate alle masse del fabbricato tramite accelerazioni orizzontali secondo due direzioni indipendenti. Si perviene così al R.D.L. n. 2089 del 23 ottobre 1924 nel quale si sottolineano le zone di applicazione delle norme e si ribadisce l'altezza massima degli edifici pari a 10 metri con massimo due piani fuori terra. Con il R.D.L. n. 705 del 3 aprile 1926 si introducono importanti integrazioni al decreto del 1924 per quanto riguarda gli edifici in muratura per i quali si stabiliscono dimensioni minime dei muri, distanza massima fra gli stessi e collegamenti in sommità degli edifici attraverso l'ausilio di telai in legno o ferro. Il R.D.L. n. 431 del 13 marzo 1927 per la prima volta cita due categorie con differente pericolosità sismica e relative norme inerenti altezze massime e azioni sismiche verticali e orizzontali. A seguito di due violenti sismi che colpirono l'Irpinia e le Marche nel 1930 comparvero altre norme antisismiche, il R.D.L. n. 682 e il R.D.L. n.640, le quali vennero poi convogliate nel R.D.L. n. 2105 del 22 Novembre del 1937, che resterà in vigore fino al 1962 e con cui si riaffermano le regole dell'arte per un buon costruire, estese a tutto il territorio nazionale. Si modifica l'altezza massima degli edifici, portata a 16 m per la prima categoria e 20 per la seconda. Una serie di articoli regolamentano la costruzione sia di edifici intelaiati che in muratura portante. Le norme di prima generazione si chiudono con l'emanazione della Legge n. 1684 del 25 novembre del 1962, denominata *Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche*. Con tale norma i numeri di piani vengono aumentati, passando a 6 e 7, a seconda che ci si trovi in prima o seconda categoria, e anche le altezze massima variano, raggiungendo valori di 21 m e 24,50 m. Per le strutture in muratura portante il numero di piani passò a 2 e 3 a seconda della zona considerata.

Con la Legge n. 64 del 2 febbraio 1974, intitolata *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*, nasce la **seconda generazione di normative antisismiche italiane**. È una legge quadro, ancora in vigore, la quale non detta norme tecniche ma ne demanda l'emanazione a decreti postumi. La legge n. 64 si riferisce prevalentemente alle costruzioni che ricadono in zona sismica (Titolo II), mentre nel Titolo I contiene prescrizioni per le costruzioni in generale, comprese le strutture in muratura portante. A seguito della 64/1974, vennero introdotti due D.M.: il n. 40, *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, contenente la nuova normativa, il n. 93, che stabilisce le zone sismiche in cui i provvedimenti sono vigenti. Per la prima volta le norme italiane si adeguano a quelle vigenti altrove e introducono le disposizioni generali, affiancate a criteri di progettazione. Inoltre, vengono introdotte sia l'analisi statica che l'analisi dinamica, si definisce il coefficiente R di risposta della struttura, il periodo fondamentale T_0 , si introduce la verifica alle tensioni ammissibili e diviene obbligatorio calcolare in fase dinamica lo spostamento massimo della struttura per valutarne l'ammissibilità, etc. Per quanto riguarda le strutture in muratura portante vengono previste prescrizioni di tipo costruttivo, vengono definite le strutture portanti, l'interesse tra i muri, assenza di elementi spingenti e di prescrizioni tecniche miranti a realizzare un comportamento scatolare della struttura. Per le costruzioni in muratura vengono emanate prescrizioni per la riparazione dei danni da sisma, riferite alle fondazioni, agli archi, alle volte, ai solai, alle scale in struttura muraria, etc.

Un anno dopo l'emanazione del D.M. 40/1975, il terremoto del Friuli provocò circa 1000 morti, seguito dal terremoto dell'Irpinia del 1980 con circa 3000 vittime. Vennero introdotti i D.M. n. 162 e 177 ed infine il D.M. n. 593 del 2 luglio 1981, *Normativa per la riparazione e il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle Regioni Basilicata, Puglia, Campania*. È evidente che a partire dagli anni 80' il territorio nazionale venne ulteriormente classificato sismicamente. Intorno al 1984 la zonizzazione sismica prevedeva ormai tre categorie di pericolosità ed era estesa a quasi la totalità del territorio italiano. Il D.M. del 19 giugno 1984 non mutò fisionomicamente la normativa precedente e introdusse importanti novità: il coefficiente di protezione sismica I , che fu poi inserito nel calcolo delle forze sismiche verticali. Successivamente, il D.M. 24 gennaio 1986 comportò importanti cambiamenti soprattutto in ambito di interventi sugli edifici esistenti e sulle

modalità di elaborazione dei progetti esecutivi sugli stessi. Per la prima volta si parlò di interventi di adeguamento, di miglioramento e vennero introdotte le verifiche sismiche sugli edifici in muratura, in caso di intervento di adeguamento, da eseguire impiegando le azioni valide per gli edifici intelaiati. Fu fissato un valore maggiore per il coefficiente di struttura, ipotizzando un comportamento elasto – plastico, e furono precisate le modalità di valutazione dell'azione sismica complanare e ortogonale alle pareti portanti. Il 16 gennaio 1996 venne emanato il D.M. intitolato *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, pubblicato assieme alle *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso*. È l'ultimo passo che chiude il cerchio delle norme di seconda generazione. Nel testo sono presenti differenti innovazioni, legate alla comparsa sia delle prescrizioni del 1987 sulle murature che degli Eurocodici. Si introduce il metodo di verifica agli stati limite, adottato anche per le zone sismiche, e la formula per la combinazione dei carichi da adottare per il calcolo delle sollecitazioni. Oltre all'impiego di analisi statica e dinamica, si introduce un nuovo metodo di verifica, basato sulla scelta di un terremoto di progetto, e per la prima volta si introduce il tema degli isolatori e dissipatori sismici. A variare del grado di sismicità del sito e del tipo di struttura vengono imposte altezze massime da rispettare, per gli edifici in muratura si prescrivono che debbano essere realizzati secondo il *D.M. del 20 novembre 1987*. La nuova normativa oltre a introdurre il metodo POR per il calcolo delle strutture, riconosce la muratura armata e le strutture miste, muratura e cemento armato, purché l'azione sismica sia completamente affidata alle parti in muratura. Le norme di seconda generazione vengono seguite dalle più recenti **norme di terza generazione**, rappresentate dall'*OPCM n. 3274* del 20 marzo 2003, dal titolo *Primi criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*, modificata dall'*OPCM n. 3431*, datata 3 maggio 2005, che recepiva le prescrizioni dell'Eurocodice 8. Con tali ordinanze tutto il territorio nazionale diviene sismico, con differente gradazione di sismicità da loco a loco. Con il *D.M. del 14 settembre 2005* vengono emanate le *Nuove norme tecniche per le costruzioni*, comprensive delle norme antisismiche precedentemente promulgate, ed infine il *D.M. 14 gennaio 2008*, intitolato *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, seguito dalla *Circolare esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009*. La più recente normativa non utilizza più una mappa sismica classica, bensì un reticolo di riferimento,

prodotto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Il territorio nazionale è stato suddiviso in maglie di 10 km² in corrispondenza di ciascuno dei vertici è indicato un valore dell'accelerazione al suolo a_g . Infine, per la tutela del patrimonio storico e artistico italiano, viene promulgata la più recente *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011*, pubblicata sul *Supplemento Ordinario n. 54 alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011*, con lo scopo di valutare e ridurre il rischio sismico del patrimonio storico e artistico esistente.

2.2.1 - LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI EDIFICI

Al fine di garantire la conservazione in condizioni di sicurezza del patrimonio storico e culturale nei confronti dell'azione sismica nasce la necessità di valutare con l'ausilio di opportuni strumenti la vulnerabilità sismica e il rischio sismico del patrimonio stesso e di progettare interventi che possano garantire un miglioramento sismico delle costruzioni in muratura.

La direttiva n. 47 del 26 Febbraio 2011 nasce con l'intento di supportare le NTC di cui al D.M. 14 Gennaio 2008, con lo scopo di valutare e ridurre il rischio sismico del patrimonio storico e artistico esistente, specificando un percorso di conoscenza, di valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e di progetto degli eventuali interventi, concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma opportunamente adattato alle esigenze e peculiarità di edifici dalle caratteristiche costruttive completamente differenti: gli edifici in muratura portante.

Necessaria è la valutazione quantitativa dell'azione sismica allo SLV e quella attesa nel sito con una prefissata probabilità di superamento su un periodo di riferimento definito sulla base delle caratteristiche del manufatto e del suo uso: attraverso il rapporto tra i corrispondenti periodi di ritorno sarà definito nel seguito l'indice di sicurezza sismica, utile per evidenziare le situazioni critiche e stabilire priorità per i futuri interventi.

2.2.2 - CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA E DELL'EFFICACIA DELL'INTERVENTO

Per i complessi architettonici (CA) gli interventi effettuabili secondo NTC sono rappresentati da interventi di miglioramento, riparazioni e interventi locali (punto 8.4 delle

NTC). Per miglioramento intendiamo l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle sue condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni. Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è, comunque, richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti.

Per la progettazione degli interventi i livelli di valutazione proposti sono i seguenti:

- LV2 (riparazione o intervento locale) - valutazioni che interessano interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- LV3 (intervento di miglioramento) - progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza; le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione.

È pur nella consapevolezza che non sempre si possono applicare ai beni culturali tutelati le prescrizioni di modellazione e verifica indicate per gli edifici ordinari, è comunque necessario calcolare i livelli delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento. A tale fine dovranno essere impiegati i modelli ritenuti più affidabili.

Una possibile procedura in applicazione ai concetti espressi è la seguente:

- valutazione dell'indice di sicurezza sismica nella situazione attuale: in questa fase si dovrà tenere debitamente conto anche di valutazioni qualitative su situazioni di vulnerabilità riconosciute ma difficilmente quantificabili;

- valutazione dell'indice di sicurezza sismica al quale il manufatto può essere portato con interventi compatibili con le esigenze di tutela del manufatto, intendendo gli interventi soddisfacenti, qualora I_S sia maggiore di 1, troppo invasivi per il manufatto, qualora I_S sia minore di 1. Diviene fondamentale evitare l'esecuzione di opere superflue ed eccessivamente invasive, le quali potrebbero segnare fortemente l'edificio.

2.2.3 - DEFINIZIONE DI UNO STATO LIMITE DI RIFERIMENTO

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico l'acquisizione di un sufficiente livello di sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico è garantita attraverso il rispetto di tre stati limite:

- SLV, con cui si garantisce non solo l'incolumità delle persone ma la stessa conservazione del manufatto, che potrà essere restaurato a seguito dell'evento ($T_R = 475$ anni);
- SLD, considerato solo in relazione alla perdita di funzionalità (agibilità) del manufatto, in quanto si ritiene che la danneggiabilità di una costruzione storica in muratura, specie nei riguardi di un'azione sismica frequente, sia imprescindibile per tali manufatti e, come tale, conseguenza del tutto accettabile ($T_R = 72$ anni);
- SLA, Stato Limite di danno ai beni Artistici, così definito: a seguito di un terremoto di livello opportuno (in genere quello preso in considerazione per lo stato limite di danno), i beni artistici contenuti nel manufatto, intesi come apparati decorativi, superfici pittoriche, elementi architettonici di pregio (altari, organi, balaustre, pavimentazioni, ecc.) nonché beni mobili pertinenziali (pale d'altare, fonti battesimali, statue, ecc.) subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale;

In conclusione:

- la valutazione nei riguardi dello SLV è richiesta per ciascun manufatto tutelato, anche se non soggetto ad uso, in quanto garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti ma anche la conservazione stessa del manufatto;

- la valutazione nei riguardi dello SLD è richiesta, a livello complessivo, per i manufatti tutelati di cui si vuole sostanzialmente garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso;
- la valutazione nei riguardi dello SLA è richiesta, esclusivamente a livello locale, nelle parti della costruzione in cui sono presenti elementi di particolare valore storico artistico; gli organi di tutela possono richiedere un livello di protezione sismica differenziato, in relazione alla rilevanza storico-artistica di tali elementi, prendendo in considerazione nei casi più significativi anche l'azione sismica per lo SLV;

2.2.4 - LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA

Per i manufatti rilevanti dal punto di vista storico artistico appare opportuno definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo è necessario definire:

- la vita nominale V_N a cui viene riferita la valutazione della sicurezza e per la quale viene eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico;
- la classe d'uso C_U , coerentemente alle diverse classi definite al punto 2.4.2 delle NTC (esplicitate in Allegato A, punto B.6, con riferimento ai beni culturali nel seguente modo: Classe I – uso saltuario o non utilizzato; Classe II – uso frequente con normali affollamenti; Classe III – uso molto frequente e/o con affollamenti significativi; Classe IV – edificio strategico e uso molto frequente e/o con affollamenti significativi);

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R così definito:

$$V_R = V_N \times C_U$$

Per quanto riguarda la definizione di vita nominale (punto 2.4.1 delle NTC), questo concetto si applica bene al miglioramento sismico dei beni culturali, la cui conservazione è stata garantita in passato attraverso il ricorso ad una periodica revisione (monitoraggio) e manutenzione. Infatti, in questo modo la durabilità dei materiali storici può essere protratta nel tempo senza che si debba necessariamente procedere alla sostituzione di componenti,

realizzando solo le necessarie integrazioni e riparazioni (prima che si verifichino compromissioni significative dovute all'insorgere di un irreversibile degrado per abbandono).

La vita nominale di un bene culturale dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e nel caso in cui gli interventi richiesti dovessero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera, coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento ad una vita nominale più breve. Questa vita nominale ridotta (anche inferiore a 50 anni) consentirà comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni.

Ulteriori e più pesanti interventi potranno in tal modo essere posticipati nel tempo; al termine della vita nominale una nuova verifica dovrà essere eseguita, e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma sarà a quel punto possibile avvalersi dei progressi conoscitivi e tecnologici, in termini di conoscenza della pericolosità sismica, capacità di valutare la vulnerabilità della costruzione e disponibilità di tecniche di intervento meno invasive.

Per ciascun bene culturale tutelato, in relazione al periodo di riferimento V_R ed allo stato limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica T_R :

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

La pericolosità sismica sull'intero territorio nazionale, approvata con D.M. 14 gennaio 2008 (NTC), fornisce i parametri dell'azione sismica in funzione delle coordinate geografiche a partire da un reticolo di lato pari a circa 10 km e per diversi periodi di ritorno, compresi tra 30 e 2475 anni.

Nell'Allegato A alle NTC sono fornite le indicazioni per ottenere i parametri dell'azione sismica per una generica coordinata geografica ed un generico periodo di ritorno. Per la verifica nei confronti dello SLV si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da probabilità di eccedenza del 10% su un periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_U$, ovvero con un periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SLV}$.

Per la verifica nei confronti dello SLD si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da una probabilità di eccedenza del 63% su un periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_U$; in ogni caso i parametri dell'azione sismica non sono disponibili per periodi di ritorno inferiori a 30 anni ($T_{R,SLD \geq 30 \text{ anni}}$).

Per ciascuno stato limite, i valori di riferimento dell'azione sismica sopra definiti possono essere confrontati con quelli per i quali viene effettivamente raggiunto quello stato limite, al fine di quantificare il livello di sicurezza attuale o quello raggiungibile con un determinato intervento di miglioramento sismico.

In particolare è possibile definire un indice di sicurezza sismica, dato dal rapporto tra il periodo di ritorno TSL dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL = SLV, SLD, SLA) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$, pari a:

$$I_{S,SLV} = T_{SLV} / T_{R,SLV}$$

Un valore di $I_{S,SLV}$ maggiore o uguale ad uno significa che il manufatto è in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e per quel particolare uso; valori inferiori ad uno mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione.

2.2.5 - MODELLAZIONE STRUTTURALE, ANALISI SISMICA E PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Per la valutazione della sicurezza sismica ed il progetto degli interventi di miglioramento dei beni culturali tutelati, è necessario:

- Conseguire una adeguata conoscenza della struttura, che consenta di individuare le caratteristiche degli elementi che determinano il comportamento strutturale;
- Adottare uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti (macroelementi), in grado di descriverne la risposta sotto azione dinamica, e coerentemente scegliere uno o più metodi di analisi, in modo tale da poter eseguire valutazioni con un livello di accuratezza adeguato alle finalità dello studio;

Il livello di conoscenza acquisito (ad esempio in termini di rilievo del quadro fessurativo, dell'identificazione delle fasi di trasformazione, etc.) diventa elemento fondamentale sia per la scelta del modello meccanico che per la valutazione della sua affidabilità.

Il moto sismico al suolo è fortemente influenzato dalle caratteristiche geologico - stratigrafiche e topografiche locali.

Per tenere conto di queste ultime viene introdotto un fattore S che tenga conto delle categorie di sottosuolo e delle condizioni topografiche, dato dalla seguente relazione:

$$S = S_S \times S_T$$

Dove:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica in funzione della categoria di sottosuolo;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica in funzione della categoria Topografica;

Il moto sismico viene descritto dallo spettro di risposta elastico di riferimento che, a meno della necessità di più specifiche analisi, come appena evidenziato, è definito sulla base di quanto riportato nell'Allegato 1 alle NTC, utilizzando il valore corrispondente alla coordinata geografica del manufatto o al comune nel quale esso è situato.

2.3.1 - IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA DEL COMPLESSO ARCHITETTONICO

La valutazione della sicurezza sismica e l'individuazione di interventi di miglioramento idonei sono legati ad una più o meno approfondita conoscenza della costruzione storica in muratura. La conoscenza si pone, quindi, come presupposto fondamentale da perseguire, attraverso l'acquisizione delle caratteristiche originarie della fabbrica, delle modifiche intercorse nel tempo a causa di danneggiamento, trasformazioni antropiche, invecchiamento dei materiali, eventi calamitosi. Ad interferire ed influenzare il raggiungimento di una conoscenza esaustiva del complesso architettonico vi è la necessità di preservare il manufatto, impedendo perdite irrimediabili attraverso prove e indagini invasive distruttive.

Questo limite cognitivo impone l'introduzione di tecniche di analisi e di interpretazione del manufatto storico su differenti livelli che a vantaggio di un minore impatto distruttivo sul corpo di fabbrica possono raggiungere un grado di attendibilità più o meno variabile a seconda dell'approfondimento raggiunto.

Infatti, il livello di approfondimento è strettamente legato all'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali eseguiti.

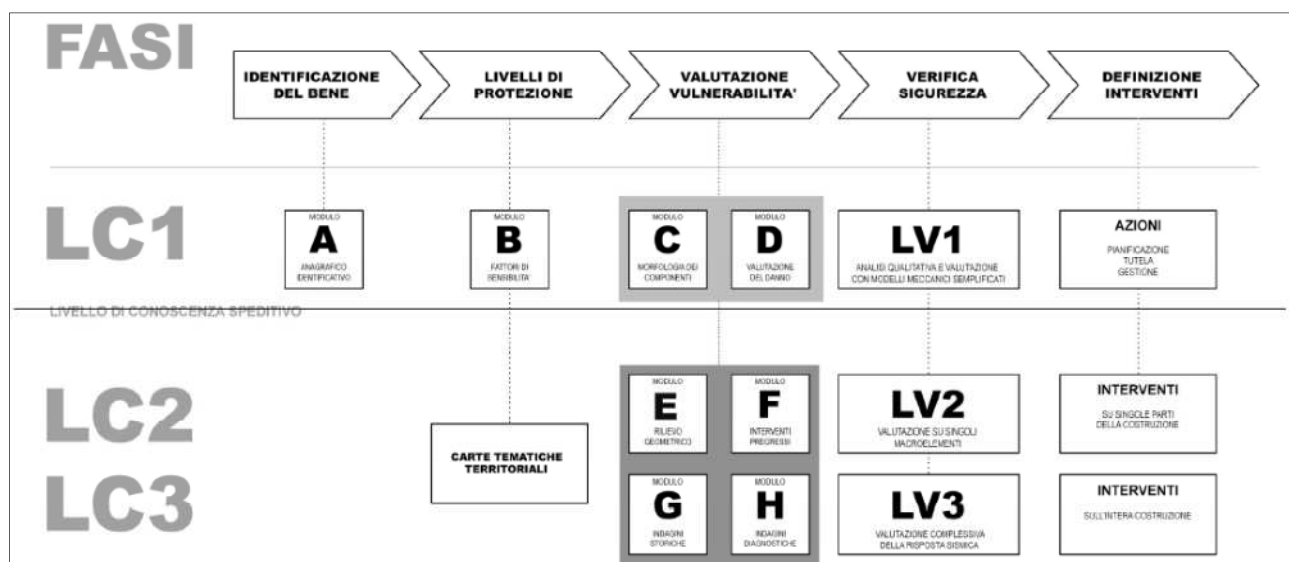
Lo studio delle caratteristiche del manufatto è orientato alla definizione di un modello interpretativo tale da permettere, nelle diverse fasi della sua articolazione, sia un'interpretazione qualitativa, mirata alla definizione del funzionamento strutturale, sia l'analisi strutturale per una valutazione quantitativa. I dati disponibili e il livello di approfondimento raggiunto influenzeranno fortemente il grado di attendibilità del modello. Da questo punto di vista vengono introdotti diversi livelli di conoscenza, ad approfondimento crescente, al quale saranno legati fattori di confidenza da utilizzare nell'analisi finalizzata sia alla valutazione dello stato attuale sia a seguito degli eventuali interventi.

Il percorso della conoscenza può essere ricondotto alle seguenti attività:

- l'identificazione della costruzione, la sua localizzazione in relazione a particolari aree a rischio, ed il rapporto della stessa con il contesto urbano circostante; l'analisi consiste in un primo rilievo schematico del manufatto e nell'identificazione di eventuali elementi di pregio (apparati decorativi fissi, beni artistici mobili) che possono condizionare il livello di rischio;
- il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, inteso come completa descrizione stereometrica della fabbrica, compresi gli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi;
- l'individuazione della evoluzione della fabbrica, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;
- l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessioni tra gli elementi;
- l'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche attraverso l'ausilio di indagini diagnostiche e/o schede tecniche valutative facenti capo al capitolo 11.1 delle NTC o a documenti ufficiali riconosciuti (OPCM);
- la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti;

L'approccio conoscitivo ad una fabbrica storica rappresenta un percorso metodologico "inverso" rispetto agli edifici di nuova costruzione: dall'analisi della realtà materica della

costruzione, attraverso successivi livelli di approfondimento, al riconoscimento del funzionamento strutturale accertato per la verifica della sicurezza sismica ai fini della definizione degli interventi.



Allegato A: Direttiva PCM del 9 febbraio 2011, pubblicata sul Supplemento Ordinario n. 54 alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011

Le fasi di tale processo sono così sintetizzabili:

IDENTIFICAZIONE DEL BENE > FATTORI DI SENSIBILITA' > VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' > VERIFICA DELLA SICUREZZA > DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI

Tale iter metodologico non è definibile in un'unica scheda di rilevamento. Pertanto, la raccolta dei dati è articolata per **moduli schedografici** autonomi e complementari, ognuno dei quali rappresenta un livello di conoscenza dal diverso grado di attendibilità. La scelta tra i diversi moduli schedografici costituisce il progetto conoscitivo da attuare in relazione agli obiettivi dell'indagine, ai contesti territoriali, alla disponibilità delle risorse.

I principali moduli schedografici utilizzati nel percorso gnoseologico della struttura sono:

- **modulo A**, anagrafico – identificativo: ha lo scopo di identificare in modo univoco il manufatto attraverso denominazione, toponomastica, dati catastali;
- **modulo B**, fattori di sensibilità: contiene i dati necessari per determinare le relazioni tra il manufatto ed il contesto territoriale al fine di classificare particolari fattori di sensibilità;

- **modulo C**, morfologia degli elementi: ha lo scopo di individuare e descrivere gli elementi strutturali, attraverso il riconoscimento della morfologia, della tipologia, delle tecniche costruttive e dei materiali;
- **modulo D**, stato di conservazione: classifica e descrive i fenomeni di danno dei singoli elementi strutturali;
- **modulo E**, rilievo geometrico;
- **modulo F**, interventi pregressi;
- **modulo G**, indagini storiche;
- **modulo H**, indagini diagnostiche;

Ciascuno dei moduli citati è suddiviso in sottoschede, attraverso le quali è possibile raggiungere un livello di conoscenza minimo della struttura al quale sarà, poi, associato un livello di valutazione LV per la codificazione degli interventi necessari sul manufatto.

La definizione di un determinato livello di conoscenza permette la valutazione di opportuni fattori di confidenza F_C .

Il fattore di confidenza F_C è compreso tra 1 e 1.35 ed è utile per rendere il modello di analisi il più attendibile possibile in modo da poter giungere ad una corretta definizione dell'indice di sicurezza sismica I_S .

Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica. Nel caso di modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali il fattore di confidenza si applica in genere alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze. I valori di partenza delle caratteristiche meccaniche, a cui eventualmente applicare il fattore di confidenza, saranno definiti in funzione del livello di conoscenza relativo alle proprietà meccaniche dei materiali, utilizzando gli intervalli riportati nelle Tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 della Appendice al capitolo C8 della Circolare ed operando con analoga metodologia.

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

Tabella 2.1: Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversali	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 2.2: Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Il fattore di confidenza può essere anche determinato attraverso la definizione di differenti fattori parziali di confidenza F_{CK} ($k=1, 2, 3, 4$), utilizzando i coefficienti numerici riportati nella tabella 4.1 del D.M. 14 gennaio 2008, secondo il quale il fattore di confidenza totale è pari a:

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

I valori dei fattori parziali di confidenza sono legati alle quattro categorie di indagine e al livello di conoscenza in esse raggiunto.

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

Tabella 2.3: Tabella 2.1 – *Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.*

Seguendo tale approccio di tipo quali – quantitativo è stato così possibile sia caratterizzare meccanicamente i materiali che costituiscono la struttura, opportunamente variandone i moduli tecnici in funzione del fattore di confidenza, che costituire un modello globale di analisi della struttura coerente con lo stato di fatto.

Capitolo 3

LA DIAGNOSTICA NON DISTRUTTIVA NEL RECUPERO DEGLI EDIFICI

3.1 - INTRODUZIONE

Parlando di edifici storici è inevitabile utilizzare la denominazione di Bene Culturale poiché permette di evidenziare il significato di patrimonio dell'umanità in quanto prezioso strumento della memoria e dell'identificazione della civiltà e della società. Con tale premessa è necessario che qualsiasi tipo di intervento che tende al recupero, alla riabilitazione strutturale e funzionale, al miglioramento della risposta sismica del manufatto storico sia preceduto da una profonda conoscenza dello stesso. Tale conoscenza può essere acquisita solo attraverso una fase diagnostica accurata, condotta attraverso adeguate e mirate indagini sperimentali. L'indagine sperimentale implica una tendenza che porta il più possibile all'approssimazione della realtà con la conseguente definizione di una casistica sempre più affinata ma mai realmente e completamente attendibile; detto tipo di indagine si presenta come unico tipo di approccio conoscitivo per la muratura storica che, vista la variabilità dovuta alla diversità delle tipologie, del materiale e delle tecnologie, non può essere altrimenti indagata. Ponendosi come obiettivo principale il rispetto e la salvaguardia del manufatto storico, quale unicum irripetibile, l'indagine diagnostica non deve essere assolutamente invasiva. Le prove non distruttive, inizialmente solo di supporto alle prove distruttive, sono diventate oggi una metodologia diagnostica indipendente e attendibile che comunque permette di programmare e di finalizzare le indagini conoscitive evitando un'inutile dispendio di risorse e inadeguate, ed in alcuni casi irreversibili, azioni distruttive.

Le prove diagnostiche, in generale, le prove non distruttive, nel particolare caso di studio, mirano a incrementare la conoscenza del manufatto storico, permettendo il raggiungimento di un più approfondito livello di conoscenza (LC), a cui sono direttamente associati sia il fattore di confidenza F_C , fondamentale in fase di caratterizzazione dei materiali, che il livello di valutazione LV, imprescindibile per la scelta degli interventi di miglioramento.

3.2 - LE INDAGINI DISTRUTTIVE

Le prove distruttive sono quelle prove che prevedono prelievi di campioni in sito e pertanto producono un'alterazione della struttura (indagini di tipo puntuale) . Da tali prove si ottengono campioni che vengono poi sottoposti in laboratorio a prove atte a definire le caratteristiche principali dei materiali, quali resistenza a compressione, trazione, diagramma tensione - deformazione. Dal campione prelevato è possibile inoltre conoscere direttamente la stratigrafia interna del materiale e della muratura sino alla profondità del prelievo. L'estrazione di campioni è sempre traumatica per gli edifici storici, poiché devono essere accuratamente individuati sia i punti in cui è possibile effettuare i prelievi, sia le dimensioni dei campioni da estrarre, in quanto non possono essere estratti campioni di grandi dimensioni, ma neanche di dimensioni eccessivamente ridotte, perché la prova potrebbe non essere sufficientemente rappresentativa a causa dell'eterogeneità delle murature. Si tratta quindi di scrostare intonaci, sollevare pavimenti e sottofondi, prelevare campioni, il che implica la compromissione seppur minima, di stati di fatto sui quali esiste la presunzione di fenomeni degenerativi. Non si evita in tal modo la campionatura in zone non significative, se non affidandosi ad una consumata esperienza. È vero però che, nei punti in cui viene effettuata l'indagine diretta, questa produce alcune certezze inequivocabili e inoltre si possono ricavare un gran numero di dati. Ma d'altra parte si tratta di dati riferibili a punti localizzati e ben precisi, quindi di interesse confinato all'intorno del punto di prova. Inoltre non è sempre consentito effettuare questo tipo di indagine e non è possibile generalmente prelevare campioni indisturbati. Le prove parzialmente o debolmente distruttive, invece, sono quelle prove che producono piccoli disturbi all'oggetto in esame. Tra le prove distruttive o debolmente distruttive ricordiamo:

- **Il martinetto piatto** (flatjack) è uno strumento costituito da un sottile involucro generalmente metallico completo di rubinetto e valvola di sfiato, che può essere portato gradualmente in pressione con una apposita pompa oleodinamica (*figura 4.2*). Può avere forma e dimensioni variabili a seconda della prova da effettuare, della tipologia di muratura da testare e degli strumenti utilizzati per effettuare il taglio nei giunti della struttura, rettangolare, semiovale o a settore circolare, oppure triangolare. L'impiego può prevedere sia un'installazione a recupero, con l'utilizzo della stessa cella per un certo numero di

test, sia a perdere, con lo strumento cementato nella fessura ed utilizzabile per un rilevamento a medio e lungo termine delle pressioni in quel punto. Utilizzato per valutare lo stato tensionale in un determinato punto della struttura.

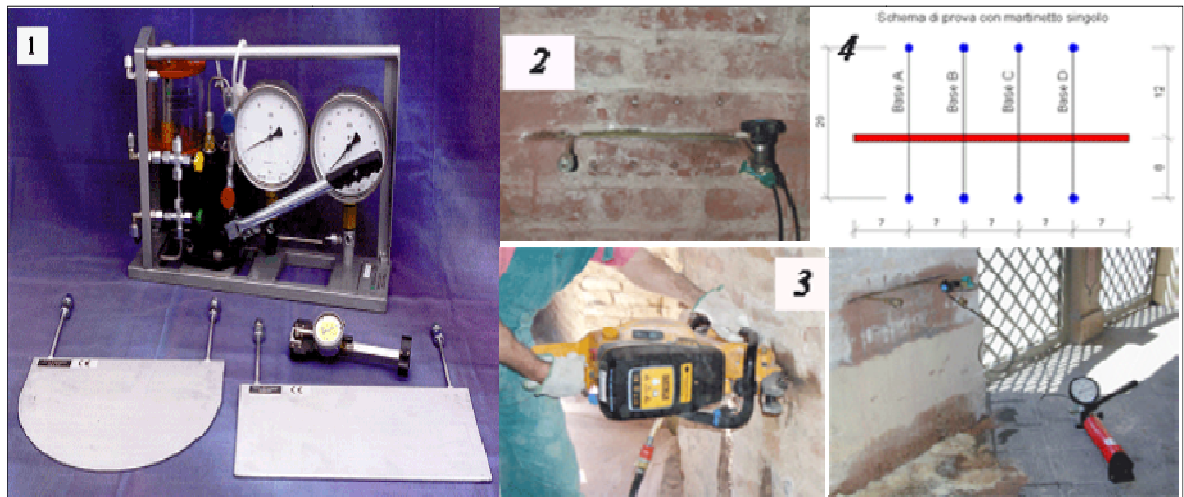


Figura 3.1: 1 tipi di martinetto piatto e pompa; 2 applicazione; 3 taglio del giunto; 4 schema della prova.

- **Doppio martinetto piatto** – La prova è finalizzata alla determinazione sperimentale in sito delle caratteristiche di resistenza e deformabilità di una muratura. La tecnica del doppio flatjack consente la stima in opera del modulo elastico della muratura, si procede con l'esecuzione di due tagli paralleli nella muratura ad una distanza pari almeno a cinque corsi di muratura ma in ogni caso non superiore a 1,5.

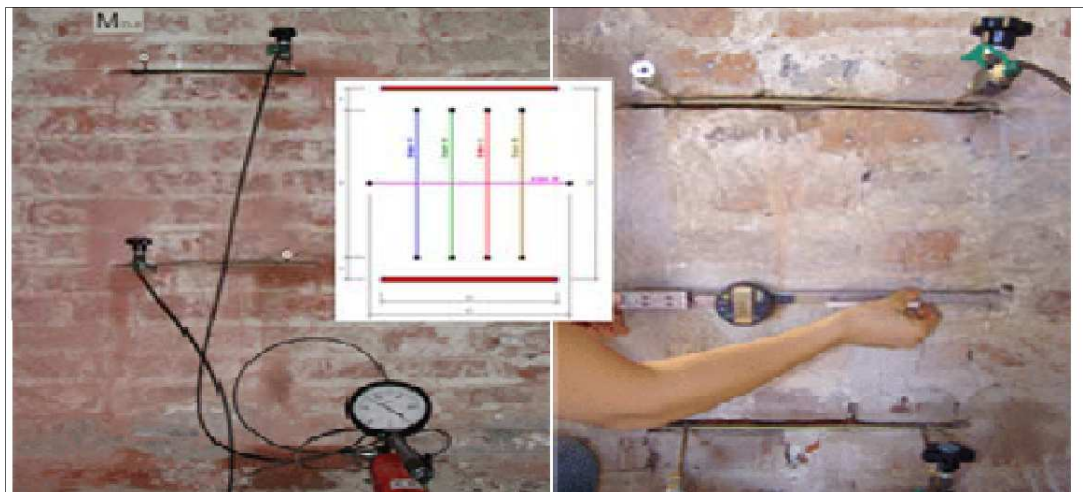


Figura 3.2: Doppio martinetto piatto

- **La prova dilatometrica**, viene eseguita in presenza di murature a corpo multiplo e consente di valutare il rapporto tra la deformabilità del riempimento e

quella dei parametri esterni. Può essere anche utilizzata per verificare il miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura a seguito di interventi di consolidamento tramite iniezioni. La prova consente di valutare la resistenza della muratura nella sua intera sezione e di conseguenza di effettuare con maggiore precisione analisi strutturali. È una tecnica invasiva che pone problemi strutturali e di conservazione in quanto la muratura potrebbe essere danneggiata dalle perforazioni, soprattutto nel caso di paramento a faccia a vista. I dati ottenibili da questa prova sono di tipo qualitativo.

- **Il carotaggio** si basa sul prelievo di campioni cilindrici di elementi strutturali per indagare sulle caratteristiche tipologico - costruttive, morfologiche, meccaniche, fisico- chimiche e mineralogico-petrografiche dell'elemento stesso, nonché del loro stato di degrado, risulta quindi una prova di tipo distruttivo.



Figura 3.3: Carotiere e campioni

La prova permette di valutare con precisione le caratteristiche costruttive dell'elemento e di caratterizzare i materiali in maniera diretta. È una tecnica invasiva che pone problemi strutturali di conservazione in quanto l'elemento potrebbe essere danneggiato dalle perforazioni, inoltre i dati ottenuti con il carotaggio sono di carattere puntuale.

3.3 - LE INDAGINI NON DISTRUTTIVE (NDT NON DESTRUCTIVE TESTS)

Le prove non distruttive comprendono metodi di indagine che non arrecano alcun disturbo alla struttura. Le principali caratteristiche dei metodi non distruttivi sono: la capacità di conservare l'integrità del manufatto, la possibilità di ottenere informazioni globali in tempi rapidi e la capacità di fornire dati sia qualitativi che quantitativi. Queste prove possono essere affidate a persone che non abbiano un adeguato grado di specializzazione, ma richiedono conoscenze peculiari ed approfondite soprattutto per l'interpretazione dei dati ottenuti. Tali dati possono essere sia di tipo qualitativo che quantitativo. Inoltre è raccomandabile confrontare per lo stesso manufatto i risultati di più prove che si basino su diversi principi fisici. Come prescritto dalla Norma 42/93, le metodologie adottate per l'esecuzione delle indagini devono essere caratterizzate per tecnica, strumentazione e parametri di misura, in modo da consentire la ripetibilità ed il confronto nel tempo dei risultati ottenuti. Se esistono procedure standard italiane o straniere, per l'esecuzione della prova, si deve fare esplicito riferimento ad esse. In mancanza di norme di riferimento le procedure adottate per l'esecuzione della prova devono essere specificate e descritte dettagliatamente, giustificando le scelte ed i parametri di prova.

Il monitoraggio strutturale consiste in un insieme di operazioni di controllo nel tempo di fenomeni di carattere evolutivo che influiscono sul comportamento strutturale dell'oggetto in esame. Tali misurazioni prevalentemente l'evolversi degli stati fessurativi. Le diverse tecniche si basano sul rilievo degli effetti indotti sulle strutture da fonti eccitatrici esterne. In base al tipo di eccitazione applicata si hanno monitoraggi dinamici o statici. Nel monitoraggio dinamico le prove mirano a verificare in modo diretto la stabilità dell'edificio. Il rilievo dei dati avviene tramite l'utilizzo di una serie di sismometri installati a varie quote ed in punti significativi delle strutture. Le variazioni forzate possono essere prodotte da sistemi di martellamento locale o da vibrodine (*figura 3.5*), mentre le eccitazioni ambientali sono provocate dal vento, dal traffico, ecc. Le vibrodine sono macchine rotanti a massa eccentrica che inducono nella struttura vibrazioni forzate. Il rilievo dei dati viene effettuato tramite una serie di accelerometri posti nei punti più significativi della struttura. Ripetendo l'eccitazione ad intervalli regolari, secondo le direzioni parallele ed ortogonali al piano di giacitura della

struttura indagata, si determinano i parametri modali quali frequenze proprie e smorzamenti. Successivamente si calcola la risposta della struttura in termini di spostamenti, velocità ed accelerazioni.

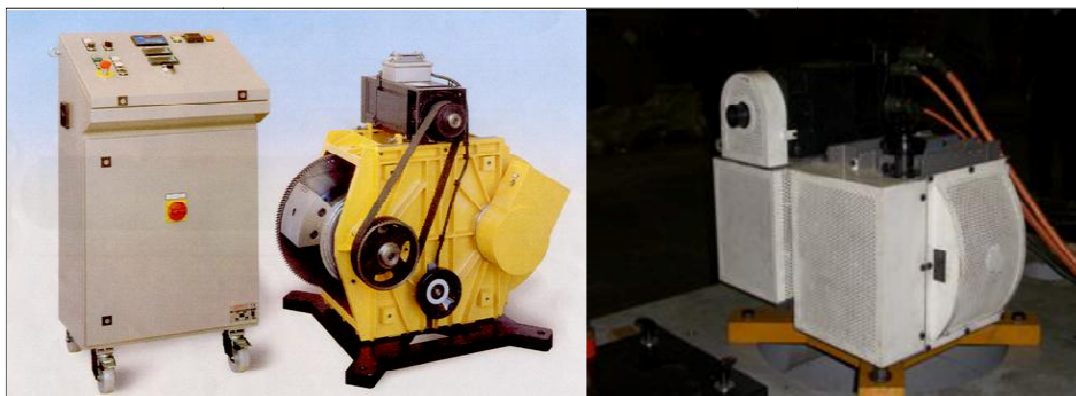


Figura 3.5: Vibrodine

Per monitoraggio statico si intende lo studio dell'evoluzione delle deformazioni nel tempo ed è indicato per strutture che presentano importanti quadri lesionativi e cedimenti. I sistemi di monitoraggio possono essere installati direttamente sulla struttura o a distanza da essa. La conoscenza dell'evoluzione del quadro fessurativo richiede un'osservazione della durata minima di 18 mesi. Come punti per effettuare le misure vanno scelte le zone di particolare vulnerabilità, le zone rappresentative del comportamento globale della struttura e zone di secondaria importanza ma determinanti per le interazioni con la struttura adiacente. Gli strumenti che risultano direttamente installabili sulla struttura e rilevano spostamenti lineari sono: le biffe, i fessurimetri, gli estensimetri meccanici (deformometri a leve o a ingranaggi) e gli estensimetri elettrici. Per gli spostamenti angolari invece si utilizzano gli inclinometri.

- **le biffe** rappresentano un metodo tradizionale di monitoraggio dei quadri lesionativi. Si applicano trasversalmente alla lesione (*figura 3.6*), in corrispondenza del “ventre” della stessa, effettuando un incasso, a doppia coda di rondine, nell'intonaco in modo da raggiungere la muratura.

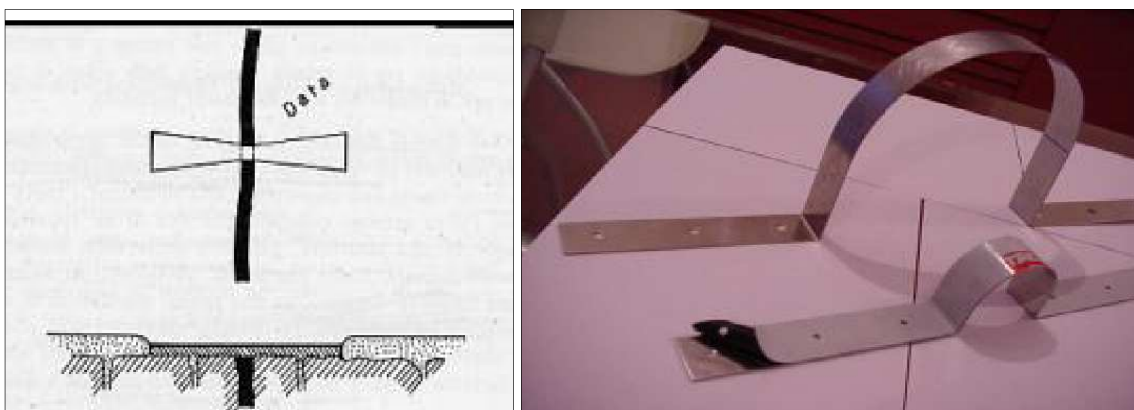


Figura 3.6: Biffe, schema e immagine

Sulla biffa va indicata la data ed il numero di riferimento, questi verranno poi trascritti su di un registro in modo da avere un quadro di avanzamento della lesione. Inoltre vanno delimitati con dei segni le estremità della fessura, in modo da rilevare l'eventuale incremento della lunghezza della fessurazione.

- **I fessurimetri** sono costituiti da due piastre di cui una con griglia millimetrata e l'altra trasparente con croce di riferimento (*figura 3.7-8*) e sono utilizzati per la lettura degli spostamenti, dopo congruo periodo di tempo di monitoraggio.



Figura 3.7: Fessurimetro lineare

Figura 3.8: Fessurimetro angolare

- **I deformometri a leve** di tipo Huggenberger consentono di misurare con precisione l'avanzamento delle fessurazioni (*figura 3.9*).



Figura 3.9: Deformometro

- **Gli estensimetri elettrici** sono costituiti da resistenze elettriche (figura 4.10) che trasformano l'allungamento da misurare in un segnale elettrico ad esso proporzionale, e vengono collegati ad un sistema automatico di acquisizione ed elaborazione dei dati (figura 3.11).

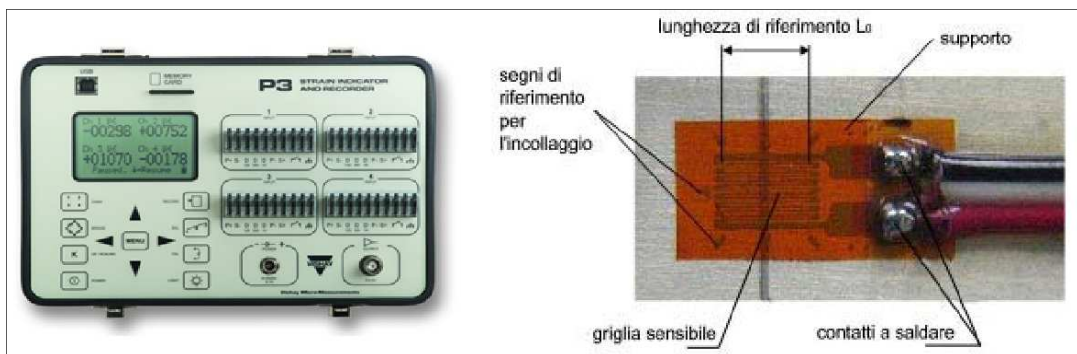


Figura 3.10: estensimetri elettrici

Figura 3.11: centralina di acquisizione

- **Gli inclinometri** possono avere un funzionamento meccanico o elettrico. Il funzionamento si basa sulla posizione assunta dal fluido contenuto in esso.
- **La prova sclerometrica** rientra nella categoria dei controlli non distruttivi da eseguire su opere in muratura e non necessita dell'estrazione di alcun campione. La prova consiste nella valutazione della resistenza a compressione, dell'uniformità del materiale e nella delineazione delle zone di scarsa qualità. Il funzionamento dello strumento si basa sul rimbalzo di una massa battente su di un pistone a diretto contatto con la superficie del manufatto (figura 3.12). Tanto più elevata è la resistenza del materiale, tanto maggiore sarà il rimbalzo. I dati forniti sono di tipo quantitativo e puntuale. La superficie su cui va eseguita la misurazione deve essere preventivamente pulita e levigata. Successivamente si procede con l'esecuzione delle battute, almeno dodici, il valore di rimbalzo, verrà letto direttamente

sull'apposita scala graduata dello strumento. Dalla determinazione del valore medio, scartando i valori estremi (max e min) delle misure effettuate, è possibile risalire alla resistenza massima a compressione. È preferibile eseguire la prova su strutture verticali, cercando di non ripetere la misura sullo stesso punto poiché la battuta provoca un indurimento superficiale del materiale che falsa la misura. Le prove sclerometriche sono sostanzialmente la messa a punto di un antico sistema di valutazione adottato dai capomastri i quali usavano controllare lo stato delle murature, colpendo più volte la muratura con un martello, ottenendo così, in funzione del suono e dell'entità del rimbalzo, in modo del tutto approssimativo, una verifica comunque non inutile.



Figura 3.12: Sclerometro

- **Prova magnetometrica** – La tecnica consente il rilevamento di materiali metallici presenti all'interno delle murature senza apportare alcun danno all'integrità della struttura. Questa tecnica, di tipo qualitativo e attivo, si basa sul principio dell'induzione magnetica, secondo il quale quando un conduttore elettrico (lunghezza l) si muove con velocità v attraverso il campo magnetico di intensità B , all'estremità del conduttore si genera una differenza di potenziale. Se le estremità del conduttore in movimento sono collegate con un circuito esterno stazionario rispetto al campo magnetico, la tensione indotta E causa il passaggio di una corrente di intensità i la quale determina una caduta di potenziale pari a $i \cdot R$, dove R è la resistenza elettrica del conduttore in movimento.

La differenza di potenziale V alle estremità del conduttore diventa $V = E - (i \cdot R)$.

Il magnetometro o pacometro è composto da una sonda che viene messa in movimento sulla superficie da indagare. Esso emette un flusso magnetico

opportunamente orientato ed il flusso di ritorno prodotto dalla presenza di materiali metallici è tanto maggiore quanto minore è la loro distanza. Gran parte dei pacometri, come detto, sfruttano il principio dell'induzione magnetica mentre alcune tra le apparecchiature più recenti utilizzano le correnti parassite risultando più affidabili dal punto di vista operativo per la stabilità ad interferenze elettriche, magnetiche e termiche. La prova si effettua mediante applicazione diretta di un magnetometro sulla zona indagata previa definizione di una maglia di punti di indagine (figura 3.13).



Figura 3.13: Pacometro

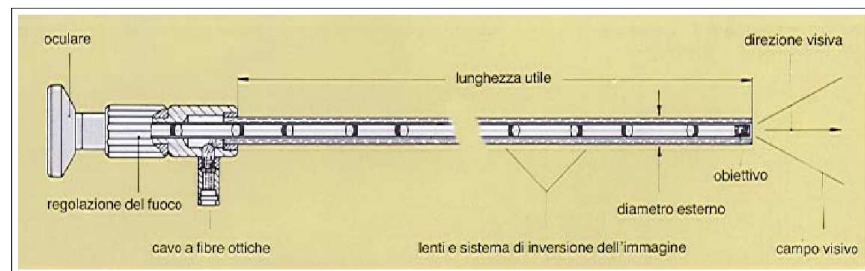
Gli apparecchi utilizzati sono composti da una centralina di rilevamento, analogica o digitale, collegata ad una sonda manuale. All'interno della sonda, un flusso di corrente alternata genera un campo magnetico che si propaga lungo l'asse dello strumento. L'operatore fa scorrere il pacometro a contatto delle superfici oggetto di prova in maniera lenta e regolare. Gli oggetti metallici intercettati da tale campo magnetico modificano il voltaggio della bobina segnalando la presenza e le dimensioni dell'oggetto con approssimazioni di circa $1 \div 1,5$ cm. A seconda della sensibilità dell'apparecchio, la profondità di azione varia tra $80 \div 100$ cm. Il pacometro può essere utilizzato con ottimi risultati in tutte le realistiche condizioni di esercizio del cantiere grazie alle sue particolari caratteristiche: estrema leggerezza e maneggevolezza della strumentazione, semplicità di impiego e rapidità di indagine su ampie superfici. Lo strumento consente di mappare accuratamente la posizione e l'orientamento di barre d'armatura in acciaio. Tuttavia

necessita di accesso diretto alla superficie da esaminare e può portare a risultati poco precisi in quanto devono essere interpretati dall'operatore. Pertanto si rende necessaria una verifica dell'informazione ricorrendo all'utilizzo di altre prove diagnostiche.

- **L'endoscopia** è un'indagine non distruttiva, di tipo puntuale, che permette di analizzare la natura dei materiali interni di una muratura attraverso punti di discontinuità già presenti nelle membrature, canalizzazioni di impianti o fori appositamente predisposti. Questa tecnica si basa sul principio ottico della rifrazione. La visione avviene attraverso una sonda dotata in sommità di un sistema che illumina la cavità e di uno speciale obiettivo che permette l'osservazione.

Esistono vari tipi di endoscopio, tra cui:

- **Il boroscopio o endoscopio rigido** (*figura 3.14*).



- **L'endoscopio flessibile o fibroscopio** è costituito da un tubo flessibile che contiene al suo interno prismi, lenti e un fascio di fibre ottiche per illuminare la cavità da esaminare.

- **Il videoendoscopio** è un endoscopio a fibre ottiche che permette la visualizzazione dell'immagine direttamente a monitor (*figura 3.15*) mediante una telecamera posta all'estremità, i segnali luminosi vengono captati e convertiti in impulsi da un sensore ed inviati via cavo ad un processore che li elabora e li decodifica in immagini video (*figura 3.16*).



Figura 3.15: Apparecchiatura con monitor

Figura 3.16: Videoendoscopio

- **La termografia ad infrarossi** fornisce informazioni importanti e permette un'notevole diminuzione dei costi di indagine, a patto che l'oggetto sia analizzato nella sua interezza ricorrendo anche all'ausilio di altre tecniche diagnostiche. Le apparecchiature utilizzate risultano molto versatili e questo consente una riduzione dei costi, anche nel caso di superfici murarie estese, per la possibilità di eseguire le indagini anche senza l'utilizzo di ponteggi. Un vantaggio è dato dal fatto che la prova non richiede accesso diretto alle superfici. Inoltre, i risultati sono facilmente documentabili e riproducibili. Di contro sono molte le condizioni al contorno che possono influenzare o disturbare la prova. La termografia permette l'analisi dei flussi di calore che si disperdono attraverso l'involucro esterno degli edifici, l'individuazione del grado di isolamento termico dei sistemi di facciata e di copertura, l'individuazione dell'eventuale presenza di ponti termici e flussi d'aria e la presenza di umidità⁴². Serve inoltre a localizzare particolari architettonici ed elementi lapidei non più visibili a causa dell'eventuale presenza di intonaco, aperture tamponate. Nel campo della diagnostica la prova è utilizzata per rilevare e mappare la distribuzione dell'umidità, individuare la presenza di fessurazioni, verificare gli interventi effettuati e rilevare la presenza di ammorsature tra le murature realizzate in periodi differenti. Una particolare applicazione della termografia riguarda il rilevamento della distribuzione superficiale dell'umidità. Riscaldando una superficie muraria omogeneamente con una fonte artificiale si assiste ad un incremento della temperatura che è fortemente correlato al contenuto locale di umidità: l'aumento di temperatura nelle zone più umide sarà minore rispetto a quelle

più asciutte poiché il calore fornito servirà per far evaporare l'acqua, pertanto si otterrà una mappatura comparativa dell'umidità superficiale. Il rapporto termografico deve rispettare le indicazioni della norma UNI 9252.

Il principio sul quale si basa è quello secondo il quale i materiali, caratterizzati da una propria conducibilità termica (capacità di trasmettere calore) e da un proprio calore (capacità di trattenere calore), emettono con continuità energia nel campo degli infrarossi sottoforma di radiazioni elettromagnetiche. Il termine infrarosso indica le radiazioni elettromagnetiche (raggi infrarossi) di lunghezza d'onda compresa tra l'estremo superiore (rosso) dello spettro visibile (0,75 micrometri) e l'inizio delle microonde (1 millimetro). Considerando una superficie investita da una radiazione E, con una certa lunghezza d'onda, si avrà che parte del flusso verrà rinviata (E_r), un'altra parte sarà assorbita dal corpo stesso (E_a) ed un'altra lo attraverserà (E_t). Il flusso totale di energia E emesso da una superficie è dato dalla somma di due quantità: l'energia (E_c) emessa dalla superficie eccitata termicamente e il flusso (E_r) che è emesso dalle superfici intorno a quel punto e che a sua volta viene riemesso. La camera ad infrarossi misura il flusso totale di energia, ovvero E. L'energia radiante di un corpo è funzione della sua temperatura superficiale, della sua emissività superficiale e della lunghezza d'onda della radiazione. Tale energia, alle temperature ambientali (da -50° a $+60^\circ$), è poco intensa ed inoltre, essendo situata nella banda dell'infrarosso (lunghezza d'onda compresa tra 1 e 50 mm), non è visibile dall'occhio umano.

Il flusso di energia emesso dalla superficie è regolato dalla legge di Stefan-Boltzmann che stabilisce il legame tra l'intensità della radiazione emessa e la temperatura della superficie:

$$E = \varepsilon \cdot \sigma \cdot T^4$$

Dove:

E è il flusso di energia emesso dalla superficie [W/m^2];

ε è una costante dimensionale detta emissività e dipende dal materiale utilizzato;

σ è una costante che vale $5,67 \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$;

T è la temperatura assoluta in $^\circ\text{K}$ della superficie dalla quale proviene il flusso

energetico.

La termografia rileva e suddivide le radiazioni infrarosse emesse dalle superfici, in un certo istante. Ipotizzando che una struttura composta, come una muratura, sia esposta ad una radiazione termica, gli elementi che la compongono (pietra, malta, mattoni, ecc.) avranno una temperatura differente in funzione delle loro proprietà termiche ed in particolare del calore specifico e della conducibilità termica. Ciascun elemento emetterà energia in base alla legge di Stefan-Boltzmann in funzione della temperatura raggiunta e della propria remissività (*figura 3.17*).

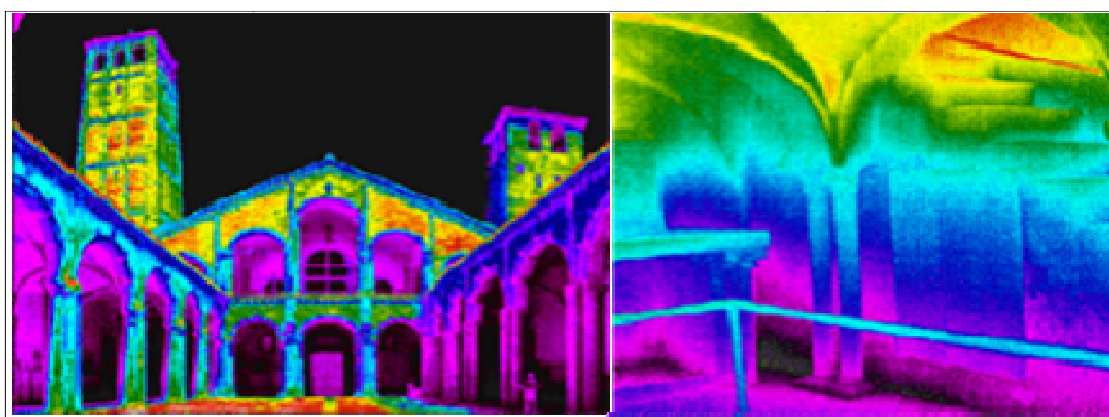


Figura 4.17: Esempi di termografia all'infrarosso

L'accuratezza della misurazione dipende da vari parametri come l'emissività della superficie, le particelle presenti nell'atmosfera, la temperatura dell'ambiente, la velocità del vento e la distanza dell'oggetto dall'obiettivo. L'analisi termografica può essere condotta utilizzando fonti di riscaldamento delle superfici di tipo passivo e di tipo attivo. Nelle analisi di tipo passivo si studiano gli effetti di cicli termici naturali (insolazione e raffreddamento), mentre in quelle di tipo attivo l'irraggiamento della superficie avviene mediante una lampada riscaldante da disporre parallelamente alla superficie stessa. La prova deve essere preferibilmente condotta in regime permanente di temperatura e pressione, poiché l'analisi in condizioni non stazionarie richiede conoscenze più specifiche di fisica delle costruzioni. Nella fase di ripresa si utilizza una telecamera, sensibile allo spettro infrarosso, che trasforma i segnali elettromagnetici emessi dai materiali in segnali elettrici, successivamente visualizzati su un monoscopio e convertiti in immagine. Le immagini possono

essere visualizzate su un monitor e successivamente registrate da un computer. Nella videocamera la radiazione infrarossa che raggiunge l'obbiettivo è trasmessa da un sistema ottico (costituito da varie lenti) ed un elemento semiconduttore. Quest'ultimo converte la radiazione in un segnale elettrico, mentre l'unità di rilevamento processa i segnali della videocamera e mostra l'immagine termografica. Ottenuta l'immagine in bianco e nero, è possibile aggiungere su di essa una isoterma che satura in bianco tutte le aree che si trovano alla stessa temperatura: in questo modo è possibile misurare le differenze di temperatura sull'immagine. La ripresa termovisiva si può effettuare per riflessione, cioè sulla stessa parete che è stata riscaldata, oppure per trasparenza, ovvero sulla superficie opposta a quella riscaldata: in questo modo è possibile ottenere informazioni sia di tipo superficiale che all'interno dello spessore della muratura.

- Il **Georadar e le indagini radar** rappresentano una tecnica versatile, adatta a rilevare anomalie in murature di consistente spessore. Le applicazioni del radar possono essere diverse:
 - ricerca di elementi strutturali nascosti in murature portanti e orizzontamenti;
 - individuazione di tessiture murarie nascoste da intonaci e affreschi;
 - controllo dell'efficacia di iniezioni;
 - individuazione di difetti, fessure e vuoti, inclusioni di materiali diversi (Fig. 3.20);
 - individuazione della morfologia delle sezioni di murature a più paramenti (Fig. 3.21);
 - rilievo della presenza di umidità nelle murature.

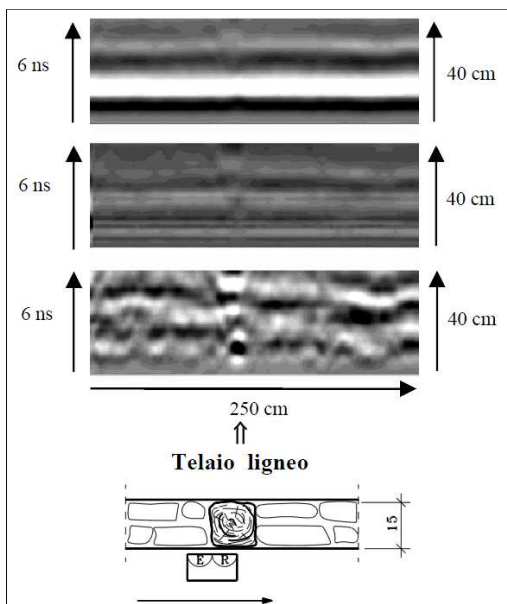


Figura 3.20: Localizzazione di un elemento ligneo in una muratura affrescata

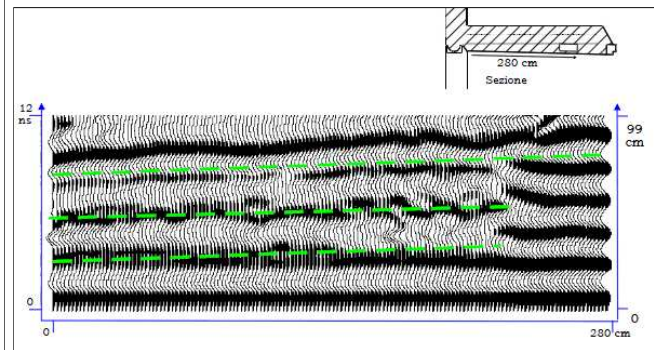


Figura 3.21: Sezione radar di una muratura

La tecnica si basa sul principio che un flusso di energia elettromagnetica è alterato dagli oggetti incontrati sul suo percorso e che tale alterazione possa essere rilevata attraverso degli echi di ritorno. Nel caso della muratura gli impulsi possono essere riflessi dalle interfacce tra materiali con differenti proprietà dielettriche, come ad esempio la superficie e il fondo di murature, vuoti, discontinuità, distacchi, ecc.



Figura 4.21: Strumentazione Georadar ed esempio applicativo

La strumentazione, cioè l'antenna radar, consiste in un trasmettitore e un ricevitore affiancati, capaci di emettere impulsi, consistenti in brevi successioni di onde elettromagnetiche ad alta frequenza che si propagano, e di riceverne gli echi generati da tali impulsi. Muovendo l'antenna lungo la muratura si ottengono delle sezioni radar, che esprimono l'andamento dei segnali ricevuti in funzione del tempo.

Nel dominio del tempo, infatti, il singolo segnale radar, è una serie temporale. Le forme d'onda sono messe in sequenze di diagrammi, riportando la profondità o il tempo di attraversamento di andata e ritorno sull'asse verticale, e la posizione dell'eco, indice della presenza di un disturbo captato sull'asse orizzontale. In altre parole, l'immagine grafica prodotta dagli echi in una muratura affrescata (per effetti di un insieme di onde emesse e registrate ad intervalli di tempo molto brevi), altro non è che una sezione piana del mezzo irradiato, dove l'asse orizzontale rappresenta, in scala, il tragitto coperto dall'antenna lungo la superficie esterna del mezzo stesso, mentre quello verticale rappresenta i tempi necessari all'onda per coprire lo spazio di andata e ritorno tra la superficie esterna e le zone di discontinuità dielettrica che hanno provocato le riflessioni. Misurando il tempo necessario affinché gli impulsi attraversino tutta la sezione e siano captati dall'antenna ricevente come echi di ritorno e conoscendo la velocità di propagazione del segnale nel mezzo, è possibile individuare la posizione dei singoli ostacoli.

Nella muratura, della quale non sono note le proprietà dielettriche e la geometria dei singoli componenti, la velocità di propagazione delle onde emesse cambia in corrispondenza di cambiamenti di materiale, in presenza di vuoti o in presenza di umidità.

L'interpretazione dei dati ottenuti con la tecnica radar è un processo di riconoscimento di immagini e anomalie nelle tracce di significato noto.

I principali problemi nell'interpretazione dei dati sono, infatti, causati da disturbi del segnale dovuti a:

- effetti della prima componente. Questi effetti, sempre presenti, nascondono le caratteristiche più esterne della struttura, interessando la prima parte del segnale. Sono causati dal disturbo tra parte ricevente e emittente nell'antenna stessa, e dall'impatto dell'onda con la superficie muraria;
- echi multipli, dovuti ai cambi di materiale, numerosi nella muratura;
- sovrapposizione di echi laterali, che possono creare immagini di riflettori paralleli, in realtà non esistenti; Questo effetto può essere, per una muratura, dalla mancanza di malta e dalla regolarità del posizionamento dei blocchi.

Data la disomogeneità per la presenza di irregolarità strutturali, come carenze di materiali o presenza di giunti che comportano numerose riflessioni locali, le tracce sono caratterizzate da un rumore diffuso.

Le prove radar necessitano sempre di una preliminare calibrazione per verificare le caratteristiche dell'antenna in relazione alle finalità della prova, in particolare se il segnale ha sufficiente potenza per attraversare tutta la sezione e misurare la velocità di trasmissione nel mezzo. La conoscenza della velocità di trasmissione permette una calibrazione diretta della scala spazio-temporale, essenziale nel caso di localizzazione di irregolarità o vuoti nella sezione muraria. Alcune strumentazioni effettuano direttamente la trasformazione, scegliendo un valore della costante dielettrica del mezzo. Si tratta di un valore "medio" del materiale attraversato dall'onda elettromagnetica.

Inoltre, è da rilevare che, secondo lo scopo dell'indagine, possono essere utilizzate antenne di diversa frequenza. La scelta della frequenza dell'antenna, però, è fortemente condizionata da condizioni locali, come per esempio la presenza di umidità, le caratteristiche e lo spessore della muratura. Deve essere, quindi, effettuata di volta in volta una calibrazione preliminare, in relazione alle finalità della ricerca.

Capitolo 4

LA MODELLAZIONE DI STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA E MISTE MURATURA-C.A.

4.1 - INTRODUZIONE

Le costruzioni murarie resistono, per loro natura, bene alle sollecitazioni di compressione, e risultano invece poco adatte a sopportare sollecitazioni flessionali, essendo molto limitata la loro resistenza a trazione. Le strutture murarie sono solitamente progettate in modo tale da evitare stati tensionali sfavorevoli.

Tutte le murature, ad eccezione di quelle a secco ed in pietre da taglio a grossi blocchi sono costituite dall'unione di due materiali:

uno **molto resistente** (pietre naturali o blocchi artificiali);

un secondo materiale di solito **meno resistente** (malta di calce, cemento).



Figura 4.1: Blocchi naturali di tufo e legante in polvere.

La malta svolge una duplice funzione, riempire i vuoti tra gli elementi lapidei e collegare stessi, al fine di realizzare un sistema unico e di ridistribuire le tensioni trasmesse dall'elemento più resistente. Una buona malta dovrà essere presente tra gli elementi principali a formare giunti da 0,5 ÷ 1,5 cm.

Gli elementi principali possono essere: *elementi lapidei naturali o blocchi artificiali*.

Gli elementi lapidei naturali non devono essere friabili, inoltre le pietre naturali più idonee risultano i calcari e tufi litoidi, mentre quelle meno adatte sono: le arenarie (per igroscopicità e gelività), e le rocce contenenti silice (per forte durezza e fragilità).

4.2 - CLASSIFICAZIONE TIPOLOGICA DELLE STRUTTURE IN MURATURA E MISTE

Secondo la NTC 2008 l'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale, i sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali. Nelle caratterizzazioni dei modelli per l'analisi della vulnerabilità sismica degli edifici è necessario effettuare una classificazione degli elementi strutturali in relazione alla capacità di risposta alle azioni verticali ed orizzontali; nello specifico la muratura può essere classificata in base alla funzione svolta:

muratura portante: sollecitata prevalentemente da azioni verticali;

muratura di controvento: sollecitata prevalentemente da azioni orizzontali;

Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento.

È importante che nella concezione strutturale di un edificio in muratura il complesso degli elementi resistenti sia riconducibile ad un insieme di celle murarie elementari costituite da quattro pareti e da un solaio di copertura ben collegati tra di loro. Ciascuna cella si considererà vincolata alla cella del piano inferiore o alla fondazione, soltanto così una struttura tridimensionale sarà in grado di resistere alle azioni sia verticali che orizzontali. Il comportamento di una costruzione, sollecitata dalle azioni orizzontali, è quindi funzione dell'organizzazione della stessa struttura portante oltre che della qualità e dal grado di connessione degli impalcati ai muri d'ambito.

In letteratura un'utile forma di classificazione è quella proposta dall'ing. Pagano (Membro del Comitato del Consiglio Nazionale delle Ricerche), che prendendo in considerazione il comportamento statico degli impalcati ed il grado di connessione di questi alle murature distingue tra:

edifici di prima classe: comprendono gli edifici i cui impalcati sono costituiti da volte in muratura (fabbricati più antichi). Tali strutture necessitano di una condizione di vincolo perimetrale continuo e strettamente connesso alla volta.

Le volte, in dipendenza della tipologia costruttiva, della sagoma di intradosso e delle azioni applicate, esercitano sulle pareti azioni inclinate e, dunque,

caratterizzate da componenti sia verticali che orizzontali: queste ultime prendono, comunemente, il nome di *spinte*. I muri portanti risultano, dunque, sollecitati da carichi verticali (somma del peso proprio e delle componenti verticali di carico trasmesse dalle volte), generalmente eccentrici rispetto al piano medio delle pareti, e dalle spinte. In assenza di altri carichi orizzontali il comportamento in questi sistemi strutturali si differenzia a seconda che le pareti di scarico siano in posizione perimetrale o intermedia. I muri devono equilibrare l'effetto della spinta solo col peso proprio sommato ai carichi gravitazionali provenienti dagli impalcati superiori; deve risultare infatti che la risultante delle spinte e dei carichi gravitazionali sia contenuta all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della sezione alla base della muratura affinché questa risulti completamente compressa, evitando pericolosi effetti di trazione per la quale la muratura non è dotata di efficace resistenza. Poiché le spinte, se non adeguatamente fronteggiate, possono provocare una disarticolazione delle pareti, con la conseguenza di produrre lo spanciamento dei muri e l'instabilità delle volte, ai piani inferiori, si può procedere alla costruzione di murature trasversali a sezione variabile in elevazione, che prendono comunemente nome di *barbacani* o di *contrafforti*, oppure all'ausilio di catene o cerchiature aventi il compito di annullare per intero l'effetto spingente.

edifici di seconda classe: tale categoria comprende le costruzioni i cui impalcati sono costituiti da solai non solidali con le strutture verticali portanti. La connessione orizzontale fra gli impalcati e le pareti portanti è generalmente realizzata mediante orizzontamenti a intradosso piano; questi solai sono realizzati con diverse tecnologie tra cui le più diffuse sono quelle realizzate tramite travi in legno disposte in più orditure, profilati in ferro con solette in calcestruzzo. La caratteristica peculiare di tali costruzioni sta nel fatto che le strutture portanti verticali e le strutture portanti orizzontali, semplicemente appoggiate alle prime, risultano diverse per materiali e sono completamente autonome e, pertanto, i muri non sono più sollecitati dalle componenti orizzontali dovute alle spinte; ciò rende possibile effettuare interventi di modifica o di sostituzione degli impalcati senza interferire con le pareti verticali.

Data l'assenza delle spinte, le murature portanti risultano sollecitate soltanto da carichi verticali eccentrici e dunque le pareti perimetrali possono presentare anche spessori uguali a quelli dei muri interni. Ciò che contraddistingue inoltre questa classe di edifici sta nel fatto che pareti e solai risultano collaboranti nei confronti delle azioni verticali, ma si comportano in maniera completamente indipendente nei riguardi delle azioni orizzontali: ciò implica che, in presenza di queste ultime, venendo a mancare ogni collaborazione tra le pareti verticali, i solai risultano labili. Questo fenomeno induce, sotto l'azione sismica, un effetto di martellamento tra l'orditura del solaio e la sezione di sommità degli elementi verticali. È pertanto necessario un adeguamento di questa tipologia di struttura in zona sismica mediante il ripristino della connessione fra travi d'impalcato e le pareti d'ambito, al fine di ottenere un comportamento collaborante dei nodi, e l'irrigidimento dei solai nel proprio piano, qualora questi non possano considerarsi rigidi alle azioni orizzontali. Quest'ultimo requisito si può conseguire tramite il montaggio di controventi metallici all'intradosso dell'impalcato o la realizzazione di solette in cemento armato collaboranti con le travi.

edifici di terza classe: riguardano le costruzioni i cui impalcati si possono considerare rigidi nel proprio piano ed efficacemente connessi alle murature, onde realizzare un comportamento scatolare, il che prevede, in conformità con quanto disciplinato dalle attuali norme, che gli edifici siano realizzati a struttura tridimensionale con muri portanti, muri di controvento e solai (si escludono quindi gli edifici con muri orditi in una sola direzione). Nella pratica tale effetto si può realizzare mediante la posa in opera di solai in latero-cemento provvisti di soletta (che possono considerarsi rigidi nel proprio piano) e di cordoli in calcestruzzo armato in corrispondenza dell'intersezione degli impalcati con tutte le murature (il che assicura la solidarizzazione del solaio alle pareti). Tipologie di edifici realizzati con tale tecnica si sono costruiti già all'inizio del XIX secolo. Una variante costruttiva (senza però conseguenze sul piano statico) è stata la realizzazione di solai con nervature metalliche efficacemente ancorate al cordolo, irrigidite da solette collaboranti in calcestruzzo o da controventi

metallici. La rigidità di lastra posseduta dai solai nel proprio piano, non solo permette un collegamento continuo ed efficace tra tutte le strutture portanti verticali, ma introduce una continuità estesa lungo tutte le superfici di contatto del solaio alle murature, e da tale organizzazione strutturale consegue che gli impalcati possono considerarsi collaboranti con le murature verticali in termini di risposta alle azioni orizzontali. Questo meccanismo di solidarietà di risposta degli elementi si concretizza in una ridistribuzione delle azioni taglianti di piano prodotte da forze inerziali innescate dalle accelerazioni sismiche sulle masse di piano in proporzione alla rigidità tangenziale degli elementi verticali. Gli edifici di questa classe presentano comportamento scatolare, dovuto all'assemblaggio di elementi bidimensionali collegati lungo i bordi e risultano molto meno vulnerabili delle tipologie più antiche (soprattutto nei riguardi delle azioni sismiche).

Per quanto detto sin qui, l'analisi di un edificio esistente si basa prioritariamente sulla valutazione del comportamento strutturale tra il complesso delle pareti verticali ed i relativi collegamenti orizzontali, valutandone il grado di ammassamento. Un ulteriore parametro per l'interpretazione strutturale è relativo al livello di connessione nelle intersezioni tra elementi verticali.

Nell'ambito delle strutture miste muratura-c.a., invece, Dall'analisi dello sviluppo storico e normativo di tale categoria, risulta logica una prima classificazione, in funzione alla risposta sismica attesa, che vede:

- da un lato gli edifici in cui la struttura in muratura risulta aderente alle membrature in c.a. (cordolature verticali/pilastri e/o cordolature orizzontali/travi, muratura confinata)
- dall'altro gli edifici in cui le strutture in muratura e in c.a. risultano non aderenti.

Nella seconda categoria possono essere ancora distinte alcune tipiche configurazioni, quali:

- edifici con struttura in muratura e pilastri isolati o telai in c.a.;
- edifici con struttura in muratura e presenza di pareti in c.a. (tipicamente nuclei di servizio scale-ascensore);

- edifici con piani e/o parti a tecnologia differenti (ad esempio sopraelevazioni o ampliamenti in c.a. della struttura originaria in muratura).

Sono evidentemente possibili situazioni ibride che combinano in diversa misura le caratteristiche delle diverse tipologie qui elencate. Si precisa che in tale contesto ci si riferisce esclusivamente al caso in cui alla muratura si possa riconoscere un ruolo portante effettivo, ossia in cui il contributo alla resistenza al sisma non è trascurabile. Si esclude quindi il tema dell'interazione tra membrature in c.a. e tamponature non strutturali, in cui la muratura è introdotta principalmente con funzioni di chiusura degli spazi, mentre la funzione strutturale primaria è esercitata dalla struttura in c.a.

4.3 - INTERPRETAZIONE DEI DANNI SISMICI SULLE STRUTTURE

Al fine di effettuare una modellazione, che sia il più possibile aderente alla realtà ed efficace al fine della verifica sismica, è indispensabile individuare i caratteri fondamentali della risposta sismica degli edifici in muratura. Dall'osservazione del danno, e dall'interpretazione effettuata con i mezzi forniti dalla meccanica e dalla scienza delle costruzioni, è possibile evidenziare come, a differenti caratteristiche tipologico-costruttive, corrisponda un diverso comportamento delle strutture sotto azione sismica (Giuffrè, 1993). I meccanismi di danno osservati negli edifici possono così essere sostanzialmente ricondotti a due categorie, a seconda della risposta delle pareti e dell'organismo funzionale:

- **meccanismi di primo modo (modo I):** cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal proprio piano, con comportamento flessionale e di ribaltamento; (figura 4.2)
- **meccanismi di secondo modo (modo II):** riguardano invece la risposta delle pareti nel proprio piano, con danneggiamenti tipicamente per taglio e flessione.

L'attivazione di tali modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio, che a sua volta è funzione delle caratteristiche tipologiche e tecnologiche. In quest'ottica, risulta di fondamentale importanza l'identificazione delle strutture resistenti alle azioni esterne e della loro mutua connessione, al fine di indagarne l'influenza sul comportamento globale.

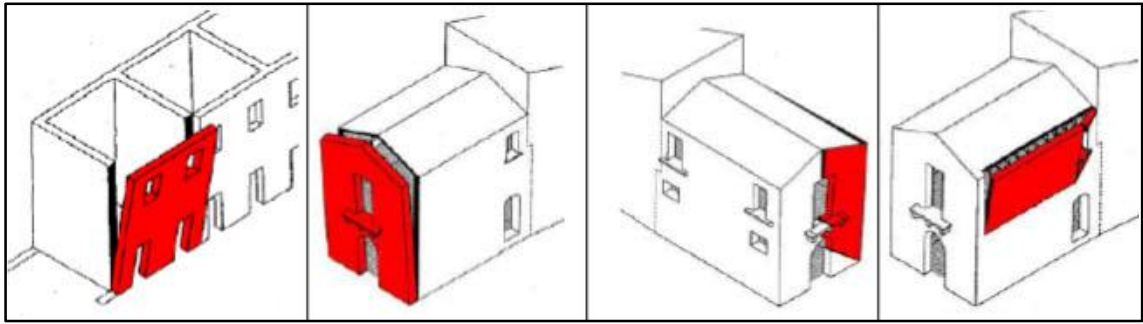


Figura 4.2: Meccanismi di primo modo.

In una costruzione in muratura è possibile identificare molteplici strutture resistenti a seconda della condizione di carico considerata, tuttavia, secondo una semplice schematizzazione, sia pure con diverso comportamento in funzione della sollecitazione considerata, possono essere identificati come elementi resistenti le pareti e gli orizzontamenti (intendendo con tale termine la categoria più ampia di solai, volte, coperture). Il comportamento globale della struttura all'azione sismica è fortemente influenzato, ancor prima che dalle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali, dal grado di connessione presente tra essi. Alla base di una corretta concezione strutturale di un edificio in muratura vi è il concetto di comportamento scatolare: gli elementi resistenti, costituiti da due sistemi verticali di pareti disposti generalmente secondo due direzioni mutuamente ortogonali e da un sistema di elementi orizzontali, devono essere efficacemente connessi, in modo da garantire un comportamento statico di natura scatolare, capace di resistere a sollecitazioni provenienti da qualsiasi direzione. Questa concezione strutturale fornisce al fabbricato un'ottima resistenza d'insieme. La variazione del comportamento strutturale indotta dal diverso grado di collegamento tra le pareti e dalla differente rigidità dei solai è illustrata nella seguente figura:

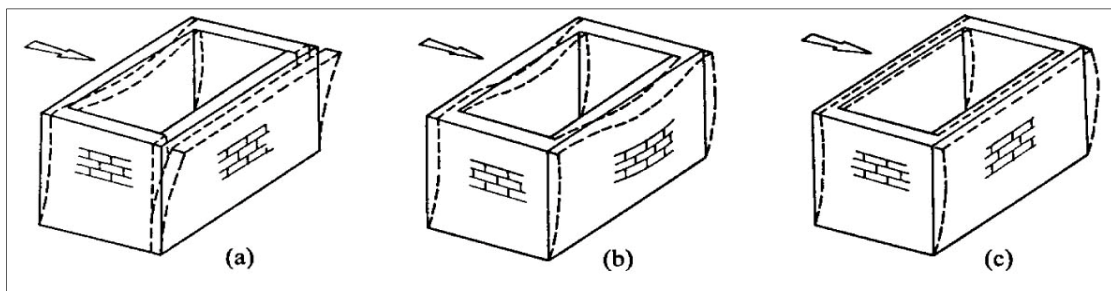


Figura 4.3: Influenza del grado di vincolo tra le pareti sulla risposta sismica: pareti non vincolate o ammortate (a), pareti ammortate con orizzontamento flessibile (b) e rigido (c).

Un evento sismico genera azioni dinamiche complesse, dovute sia al moto del terreno durante il terremoto sia alle caratteristiche di risposta della struttura colpita dal sisma; a parità d'accelerazione misurata al suolo si possono riscontrare valori molto diversi delle sollecitazioni in funzione delle caratteristiche proprie dell'edificio (rigidezza, smorzamento, livelli di soglia nella risposta degli elementi); questi parametri possono inoltre cambiare anche durante l'evento sismico stesso a causa di lesioni e fenomeni di parzializzazione delle sezioni resistenti. Dalla distribuzione geometrica delle masse e delle rigidezze e dalla resistenza dei materiali (grandezze cui sono legati il periodo proprio dell'edificio e lo smorzamento) può dipendere una maggiore amplificazione dell'input sismico. In generale si può affermare che un periodo proprio e uno smorzamento *bassi* portino a forti amplificazioni nelle accelerazioni trasmesse dal terreno: gli edifici in muratura, solitamente tozzi e ad elevata rigidezza traslazionale, manifestano valori del periodo proprio così bassi da esaltare l'input sismico, questo fa sì che le accelerazioni, e in definitiva le forze di inerzia che sollecitano la struttura, raggiungano livelli considerevoli. Con il progredire dell'evento sismico la struttura inevitabilmente subisce dei fenomeni fessurativi che, aumentando la deformabilità del complesso, portano il periodo proprio verso valori sempre più elevati attenuando l'amplificazione. Un'ulteriore riduzione delle sollecitazioni è dovuta allo sviluppo del quadro fessurativo che contribuisce ad elevare i livelli di smorzamento propri dell'edificio. In definitiva è come se il complesso murario, nonostante la limitata duttilità posseduta dai singoli componenti, durante l'evento sismico esibisca una capacità di adattarsi progressivamente alle sollecitazioni trasmesse, accompagnando il moto del terreno e limitando i suoi effetti catastrofici. È proprio sfruttando queste capacità di adattamento che un edificio in muratura, se correttamente progettato e costruito, può incrementare la sua affidabilità a resistere alle sollecitazioni sismiche.

Ulteriori informazioni sulle “regole” per ottenere murature resistenti ad azioni sismiche si possono ottenere dall'osservazione dei danni subiti da costruzioni in muratura in occasione di eventi tellurici: si può notare come il terremoto non disintegri in modo disordinato le case, ma ne “selezioni” le parti strutturali e le soluzioni tecnologiche più deboli, provocandone il degrado od il collasso secondo meccanismi in molti casi facilmente individuabili. Un'insufficiente rigidezza della struttura nel suo complesso dovuta ad esempio al cattivo collegamento tra le parti che la costituiscono impedisce,

infatti, che questa possa resistere, nella sua globalità, alle azioni sismiche. Solai privi di un'adeguata rigidità nel proprio piano e non correttamente vincolati alle pareti e collegamenti tra pareti verticali inadeguati rendono impossibile, o comunque insufficiente, la ripartizione delle forze agenti sull'edificio: questo determina un'azione individuale delle singole pareti, rendendo più vulnerabili quelle disposte ortogonalmente alla direzione del sisma che, non trattenute dalle pareti adiacenti, rischiano il ribaltamento fuori dal proprio piano.

Tali meccanismi definiti di *primo modo* si distinguono in:

- **ribaltamento semplice:**

Il ribaltamento semplice di pareti esterne degli edifici dovute all'azione del sisma rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose (figura 4.4). Viene schematizzata come una rotazione rigida di porzioni di parete attorno ad una cerniera posta alla base; la rotazione è attivata da sollecitazioni fuori dal piano.

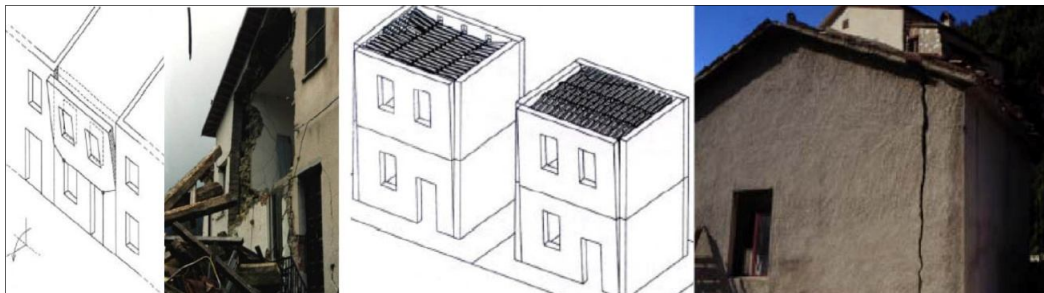


Figura 4.4: Casi reali di ribaltamento semplice.

Le condizioni di vincolo che rendono possibile questo meccanismo sono quindi l'assenza di connessioni alle pareti d'ambito, ed assenza di dispositivi di collegamento, come cordoli o catene, alla sommità del muro.

- **ribaltamento composto:**

Per ribaltamento composto si intende un insieme di situazioni in cui al ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica si accompagna il trascinarsi di una porzione di struttura muraria appartenente ad un'angolata libera oppure a pareti di spina (figura 4.5). In molti casi infatti le intersezioni fra i muri presentano connessioni adeguate ma l'assenza di vincoli in sommità rende possibile il ribaltamento.

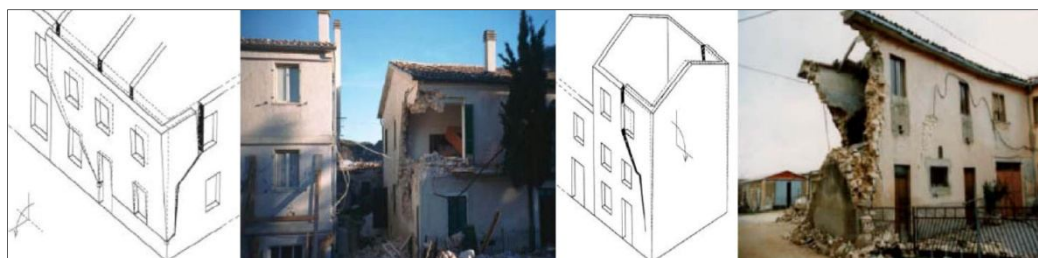


Figura 4.5: Casi reali di ribaltamento composto.

- **rottura per flessione ad arco:**

Una situazione piuttosto comune negli edifici in muratura è rappresentata da una tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale, è questo l'esempio di un edificio con un cordolo in sommità e solai intermedi privi di qualsiasi connessione con la muratura in esame, in cui si sviluppa una rottura per flessione ad arco verticale;

In presenza invece di pannelli murari efficacemente vincolati alle pareti ortogonali con la sommità non connessa ad alcun dispositivo, si assiste ad un tipo di crisi riconducibile al comportamento flessionale ad arco nel piano orizzontale del solido murario.



Figura 4.6: Casi reali di rottura per flessione ad arco verticale ed orizzontale.

Ulteriori meccanismi di danno, locali o globali, possono essere innescati dall'interazione e dal diverso modo di vibrare delle singole parti: discontinuità murarie, presenza di nicchie o cavità, martellamento dei solai, variazione della spinta delle volte possono essere fonte di vulnerabilità locali e globali innescate dall'azione sismica.

La risposta sismica globale, dipende dalla risposta nel piano delle pareti e dall'azione di collegamento e ripartizione esercitata dagli orizzontamenti. Diventa così indispensabile

analizzare la risposta delle pareti nel proprio piano e indagarne i possibili meccanismi di danneggiamento definiti di *secondo modo* (figura 4.7).



Figura 4.7: Casi reali di meccanismi di secondo modo.

Nei confronti delle azioni orizzontali è possibile assimilare il comportamento di una parete in muratura a quello di un assemblaggio di pannelli. In particolare dall'osservazione dei danni indotti dai terremoti reali e dall'analisi dei dati di prove sperimentali, risulta come tipicamente il danneggiamento sia concentrato in porzioni ben definite della parete: i pannelli murari verticali (*maschi murari*) e le travi di accoppiamento in muratura (*fasce di piano*); di contro nelle zone di connessione tra fasce e maschi si riscontra generalmente l'assenza di meccanismi di fessurazione e sistematici fenomeni di danno (Figura 4.8).

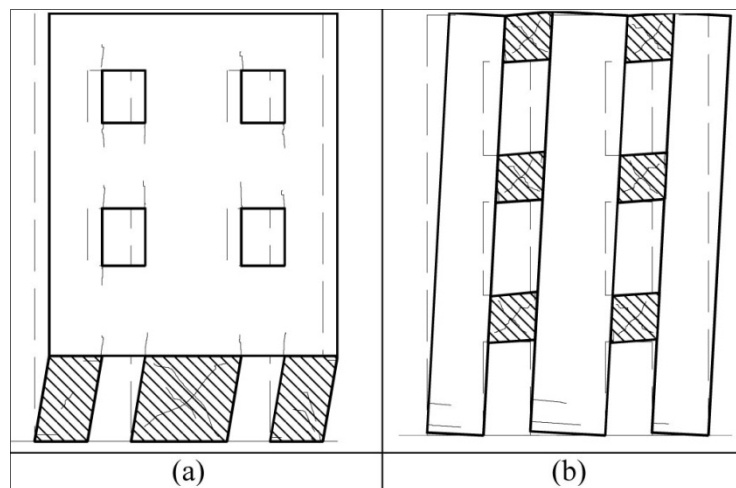


Figura 4.8: Meccanismi di danno delle pareti nel piano (Macchi e Magenes, 2002) : (a) collasso governato dalla rottura dei maschi localizzati a piano terra; (b) collasso governato da una prima fase di danneggiamento progressivo delle fasce.

Queste evidenze hanno portato all'introduzione, per gli edifici in muratura, del cosiddetto modello a telaio equivalente, che verrà illustrato in seguito. Per l'utilizzo di

questo modello, è necessario comprendere come si comportino, in presenza di azioni orizzontali, gli elementi resistenti assemblati e quali siano i fattori che ne influenzano maggiormente la risposta.

Per quanto riguarda il comportamento sotto l'azione sismica delle strutture miste muratura-c.a., valgono in generale le considerazioni finora introdotte, ma è importante evidenziare come il ruolo dei solai nella ripartizione delle azioni e nel grado di collegamento diviene ancora più significativo nel far sì che entrambe le tipologie di elementi resistenti concorrano alla risposta globale. Di contro l'elevata differenza in termini di caratteristiche meccaniche può favorire irregolarità nella distribuzione planimetrica e altimetrica delle rigidezze tali da esasperare la concentrazione delle azioni in determinati punti della struttura o favorire ad esempio fenomeni torsionali.

4.4 - CRITERI DI MODELLAZIONE

la modellazione strutturale rappresenta il metodo con il quale è possibile studiare ed esplicitare le caratteristiche e le irregolarità presenti in una struttura, mediante una schematizzazione che sarà funzione dell'accuratezza ricercata, ovvero della capacità del modello di approssimare il comportamento reale della struttura.

Nella parte iniziale di questo capitolo viene fornita una panoramica sulle metodologie di modellazione strutturale presenti in letteratura.

la modellazione delle strutture in muratura, per l'analisi della risposta sismica, è infatti oggetto di numerosi studi. In letteratura si distinguono diversi tipi di modellazione in funzione delle strategie e delle ipotesi di base utilizzate per la definizione dei modelli.

Una prima distinzione può essere fatta tra la modellazione ad elementi finiti (*f.e.m.*: finite element method) e la modellazione per macroelementi (macromodellazione per maschi e fasce murarie).

Nella prima categoria, ossia l'analisi ad elementi finiti, lo studio del comportamento della muratura è ricondotto alla formulazione di appropriati legami costitutivi non lineari. Questi ultimi variano in base all'approccio utilizzato per descrivere il materiale, in particolare gli approcci vengono distinti in discreti e continui.

Gli approcci *discreti* si basano su una micromodellazione della muratura dove giunti di malta e blocchi sono considerati come unità distinte, è evidente come questo tipo di approccio richieda una conoscenza approfondita delle caratteristiche meccaniche dei

singoli componenti, oltre a richiedere anche un onere computazionale notevole rendendolo adeguato a strutture di piccola dimensione.

Negli approcci *continui* i materiali costituenti la muratura vengono considerati come un continuo anisotropo il cui comportamento meccanico è dedotto da osservazioni fenomenologiche oppure attraverso procedure di omogeneizzazione. Tali procedure consentono di definire il comportamento del continuo attraverso grandezze macroscopiche derivanti da proprietà meccaniche e geometriche dei suoi singoli costituenti. Essi, se da un lato offrono il vantaggio di ridurre l'onere computazionale associato alla micromodellazione, tuttavia presentano la difficoltà di formulare un legame anisotropo non lineare del continuo.

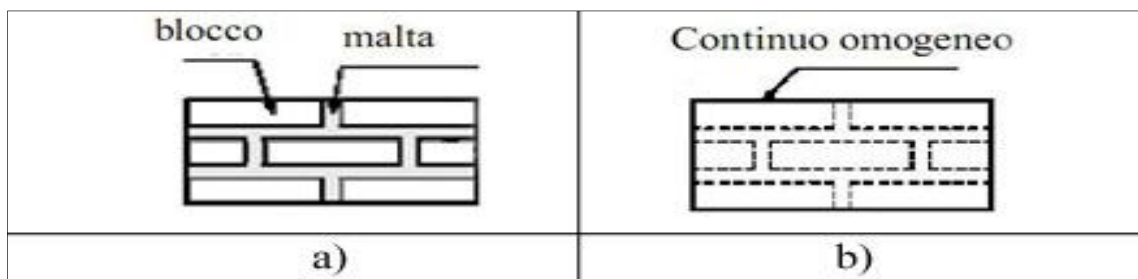


Figura 4.9: Diversa schematizzazione della muratura nei modelli: a) approccio discreto; b) approccio continuo.

La seconda categoria, ovvero la modellazione secondo macroelementi, ha scopo di cogliere con sufficiente accuratezza il comportamento dei macroelementi (pannelli in cui viene idealmente suddivisa la struttura), mediante i quali sarà poi possibile valutare la risposta globale della struttura.

In tale classe, una prima distinzione individua i modelli basati sull'*analisi limite* (Abruzzese D., Como M. 1992) in cui ci si limita al calcolo del carico di collasso e del relativo meccanismo. Grazie all'ipotesi di non resistenza a trazione ed, in genere, all'approssimazione di infinita resistenza a compressione è possibile ricondurre la parete in muratura ad una catena cinematica di corpi rigidi in cui la configurazione del sistema è funzione di un'unica grandezza lagrangiana, lo spostamento di un punto. Ipotizzato il cinematicismo, il sistema si traduce in un sistema ad un grado di libertà equivalente in cui il moltiplicatore orizzontale statico dei carichi è calcolato in corrispondenza della soglia di attivazione del meccanismo. Nel caso di meccanismi di *modo I* (Giuffré, 1993) questo metodo porta a valutazioni accettabili della vulnerabilità (in particolare nella valutazione dell'efficacia di interventi di miglioramento sismico).

Per i meccanismi di *modo II* il metodo si dimostra invece eccessivamente cautelativo (Como e Grimaldi, 1986, Abruzzese et al., 1992), riuscendo a cogliere solamente un limite inferiore di resistenza residua per la parete, associata ai meccanismi di ribaltamento.

Un altro approccio appartenente alla medesima classe del precedente è costituito da modelli che considerano deformazioni in campo elastico, eventualmente seguite da deformazioni anelastiche. Nell'ambito di questa più ampia famiglia di modelli, se ne possono individuare alcuni che si rifanno ad una modellazione bidimensionale dei pannelli murari, in alternativa a quella monodimensionale, in cui gli elementi murari (maschi, fasce) isolati, sono idealizzati come travi tozze con comportamento non lineare oppure come bielle (puntoni). Nei modelli con elementi monodimensionali, rientra una prima classe di modelli basati sull'idealizzazione a biella o a puntone (Calderoni, 1987 e 1989). Essi si propongono di modellare la porzione reagente del pannello murario mediante un elemento biella la cui inclinazione e la cui rigidezza riproducano in media il comportamento del pannello

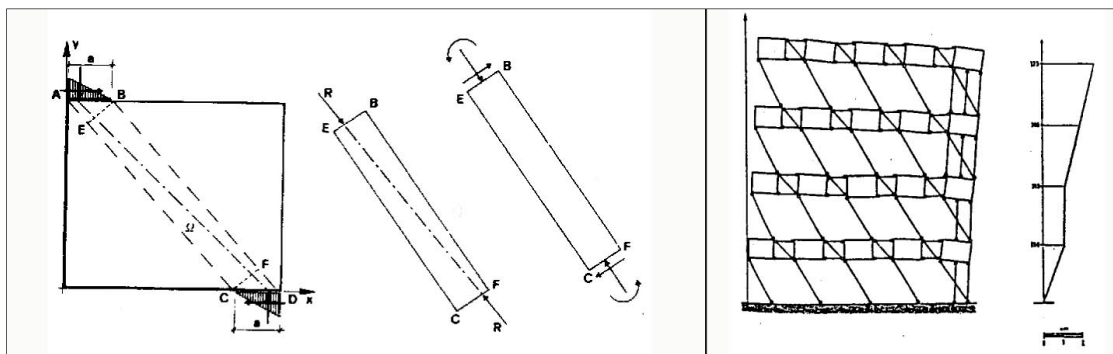


Figura 4.10: Modellazione dei pannelli mediante puntoni equivalenti: (a) individuazione dell'elemento puntone nell'elemento parzializzato; (b) parete modellata con "bielle equivalenti" (Calderoni 1987 e 1989).

Poiché al crescere della parzializzazione consegue una variazione delle proprietà geometriche della biella equivalente (inclinazione, dimensioni della sezione), questi metodi sono classificabili come "a geometria variabile". La crisi dei singoli pannelli è associata al raggiungimento di una configurazione limite di equilibrio oppure alla rottura per compressione del puntone. Un'altra classe di modelli schematizza invece la struttura come assemblaggio di elementi monodimensionali costituiti da travi deformabili a taglio. In questo ambito sono stati proposti sia elementi a rigidezza

variabile, basata sul calcolo in sezione parzializzata (Braga e Dolce, 1982), che elementi a rigidezza costante in fase elastica, a cui segue una fase di deformazione plastica (Tomazevic, 1978, Dolce, 1989, Tomazevic e Weiss, 1990). In quest'ultimo caso la non linearità del comportamento è innescata dal raggiungimento di una condizione limite di resistenza. Un ulteriore importante elemento di distinzione fra tali metodi consiste nel numero dei possibili meccanismi di rottura dei singoli elementi, solo a taglio oppure anche a presso flessione, e del complesso strutturale. A tale classe di modelli, fanno riferimento molti dei metodi basati sull'attivazione di "meccanismi di piano debole", ipotesi alla base del cosiddetto metodo POR. Si ricorda che tale metodo si basa sull'ipotesi fondamentale di considerare il comportamento dei solai e delle fasce di piano come infinitamente rigidi e resistenti: dunque nel considerare i maschi murari come unica sede di deformazioni e di rotture, senza valutare l'eventualità della rottura di altri elementi quali le fasce (peraltro nella versione originaria proposta da Tomazevic 1978 era ipotizzata la realizzazione di un unico meccanismo di collasso a taglio per fessurazione diagonale secondo la formulazione proposta da Turnsek e Cacovic 1971). Successive proposte di miglioramento del metodo (Dolce, 1989; Tomazevic e Weiss, 1990) hanno introdotto opportuni criteri di rottura aggiuntivi per tener conto di altre modalità di collasso per i maschi. Ancor più limitativa appare l'ipotesi di considerare solamente collassi di piano, specialmente quando si voglia procedere all'analisi dell'edilizia esistente. Infatti il modello ha alla base questa ipotesi ed esegue una analisi non lineare taglio-spostamento separatamente per ogni interpiano. Tale approccio, che semplifica enormemente i calcoli, non può tuttavia prendere in considerazione il problema del calcolo delle sollecitazioni delle fasce, se non facendo eventualmente ricorso a calcoli molto approssimati (Braga e Dolce, 1982, Fusier e Vignoli, 1993). Tra l'altro, un'analisi taglio-spostamento interpiano richiede che siano avanzate delle ipotesi sul grado di vincolo esistente alle estremità dei maschi. Tale grado di vincolo dipende più propriamente dalla rigidezza e dalla resistenza degli elementi orizzontali di accoppiamento (fasce murarie e/o cordoli in c.a.), che sono sollecitati in modo crescente al crescere delle forze sismiche orizzontali, e che quindi sono suscettibili di fessurazione o rottura. L'analisi globale dell'edificio è inoltre l'unica possibilità per evitare violazioni degli equilibri globali e locali: è stato posto in evidenza in più sedi come una analisi separata piano per piano non possa rendere conto delle variazioni di azione assiale nei

maschi murari al crescere delle forze sismiche, che possono influire sulla rigidezza ma soprattutto sulla resistenza degli stessi.

Un'alternativa a questi metodi, che rimuove alcune delle restrittive ipotesi dei metodi tipo POR, è rappresentata dai modelli a macroelementi, (utilizzata dal programma 3Muri), in questo caso le pareti vengono assimilate a telai equivalenti in cui elementi deformabili (maschi murari e fasce di piano) collegano nodi rigidi (porzioni di muratura in cui non si riscontra generalmente danneggiamento). Generalmente questi modelli (Braga e Liberatore, 1991; D'Asdia e Viskovic, 1994; Gambarotta e Lagomarsino, 1996; Magenes e Della Fontana, 1998) consentono analisi non lineare incrementali a collasso di singole pareti o di interi edifici tridimensionali con orizzontamenti rigidi. Nel modello appena citato, si nota che nelle zone compresse ovvero "reagenti" degli elementi vengono mantenute delle relazioni costitutive di tipo elastico lineare. Per tener conto di eventuali meccanismi di rottura, quali ad esempio quelli legati allo schiacciamento della muratura compressa, è quindi necessario introdurre delle verifiche sui valori massimi delle tensioni di compressione.

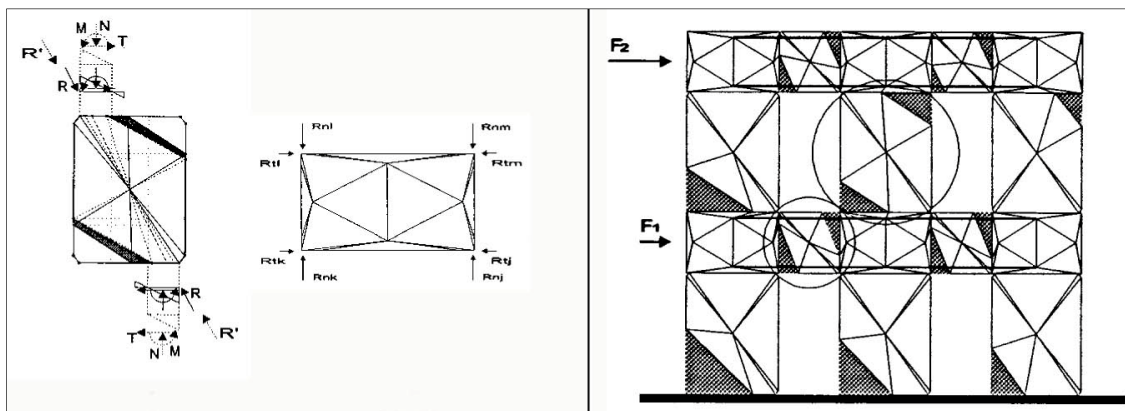


Figura 4.11: Modello di D'Asdia e Viskovic (1994): maschio (a1) e zone di connessione (a2) e parete (b).

Tra le applicazioni dei modelli a telaio equivalente si cita in primo luogo il metodo SAM sviluppato presso l'Università di Pavia (Magenes e Calvi, 1996; Magenes e Della Fontana, 1998, Magenes, 2000). Questo metodo, nato per l'analisi di pareti multipiano caricate nel proprio piano, è stato successivamente esteso all'analisi di problemi tridimensionali. La parete è appunto suddivisa in elementi (maschi e fasce) e nodi rigidi, rappresentati da opportuni *offsets* alle estremità degli elementi. L'altezza dei maschi è determinata secondo i criteri proposti da Dolce (1989) per tener conto in maniera

approssimata della deformabilità delle zone nodali, mentre la lunghezza delle fasce è determinata direttamente da quella delle architravi. Il macroelemento maschio o fascia è formulato su base fenomenologica, considerando un comportamento lineare elastico fino al raggiungimento di un limite di rottura sulla base di opportuni criteri di resistenza a taglio e presso flessione; il collasso dell'elemento è poi sancito in termini di *drift* ultimo (definito come il rapporto tra lo spostamento orizzontale relativo tra le due basi del pannello e l'altezza dello stesso); per le fasce è considerata la possibilità di assumere un comportamento elasto-fragile oppure elasto-plastico con resistenza residua fino a collasso.

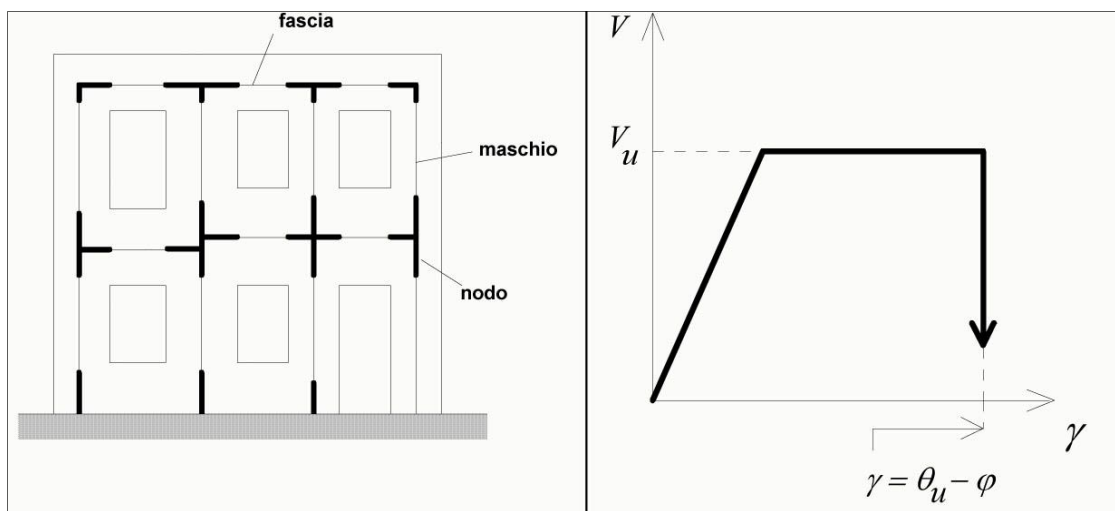


Figura 4.12: Metodo SAM: modello a telaio equivalente (a) e legame bilineare assunto per gli elementi maschi (b).

Nella categoria di modelli a telaio equivalenti rientra anche il modello a macroelementi sviluppato presso l'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino, 1996; Brencich e Lagomarsino, 1997). Tale modello è stato assunto a riferimento e base per il software tre-muri. Una importante nota distintiva di tale modello per l'analisi tridimensionale è il superamento, rispetto a tutte le altre proposte precedentemente introdotte comprese il metodo SAM, dell'ipotesi di infinita rigidità degli orizzontamenti. Tale ipotesi consente infatti di descrivere con maggiore coerenza molte situazioni che caratterizzano gli edifici esistenti spesso caratterizzati da tipologie di solaio "flessibili" (ad esempio quelli realizzati con elementi lignei).

4.4.1 - LA MODELLAZIONE FME 3MURI

4.4.1.1 - IL MODELLO SPAZIALE A TELAIO EQUIVALENTE

L'analisi delle strategie di modellazione disponibili per le strutture in muratura, sintetizzata in questo capitolo, ha evidenziato come solo alcuni degli aspetti fondamentali della risposta possano essere colti attraverso modellazioni semplificate. In particolare emerge l'esigenza di un modello che sia in grado di riprodurre il comportamento tridimensionale degli edifici in muratura, tenendo conto dell'interazione delle varie parti e delle loro non linearità. Il codice di calcolo impiegato nel presente lavoro di tesi è: TREMURI, sviluppato presso l'Università di Genova (Galasco, Lagomarsino e Penna 2002), motore di calcolo sul quale si basa anche il software distribuito da S.T.A. DATA s.r.l.. La modellazione tridimensionale adottata attribuisce alle pareti il ruolo di elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali sia orizzontali; agli orizzontamenti invece si riconosce il ruolo di riportare alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. I carichi agenti sui solai vengono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di orditura e delle aree di influenza. Il solaio si comporta come lastra dotata di opportuna rigidità di piano. L'intera parete viene modellata mediante l'assemblaggio dei macroelementi (maschi murari e fasce di piano), connessi mutuamente da blocchi rigidi (nodi rigidi), a comporre il telaio equivalente.

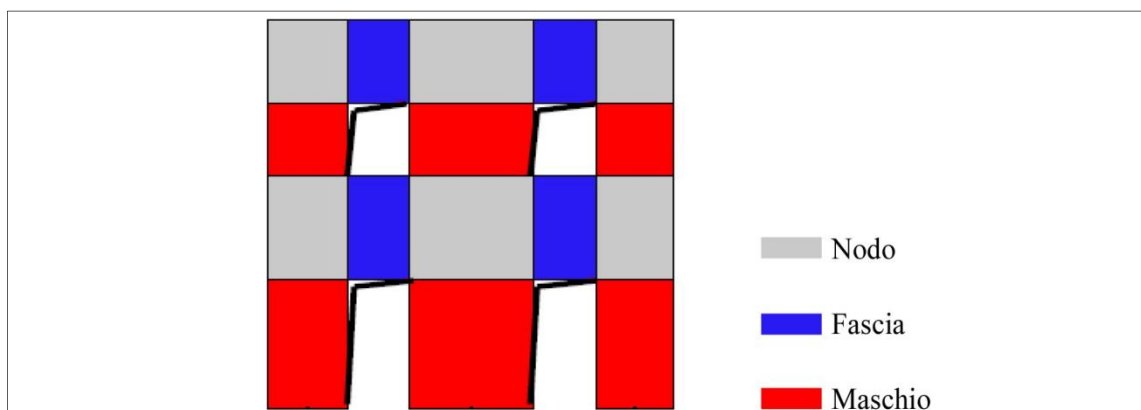


Figura 4.13: Schematizzazione della parete in macroelementi.

Si realizzano così dei modelli che, avendo un numero limitato di gradi di libertà, consentono di rappresentare la risposta di una parete muraria soggetta ad azioni statiche (monotone o cicliche) e dinamiche.

5.4.1.2 - LA MODELLAZIONE DELLA PARETE MURARIA

Divisa la parete in tratti orizzontali 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, modellate con i macroelementi finiti bidimensionali (F.M.E. frame by macro element), rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo ($u_x, u_z, \Phi_{x,z}$). 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. Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x,z) nel piano verticale della parete, la quota z è quella corrispondente agli orizzontamenti; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente $u_x, u_z, \Phi_{x,z}$ (nodi bidimensionali): essi possono essere puntuali oppure dotati di una propria geometria. Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano (figura 4.14a).

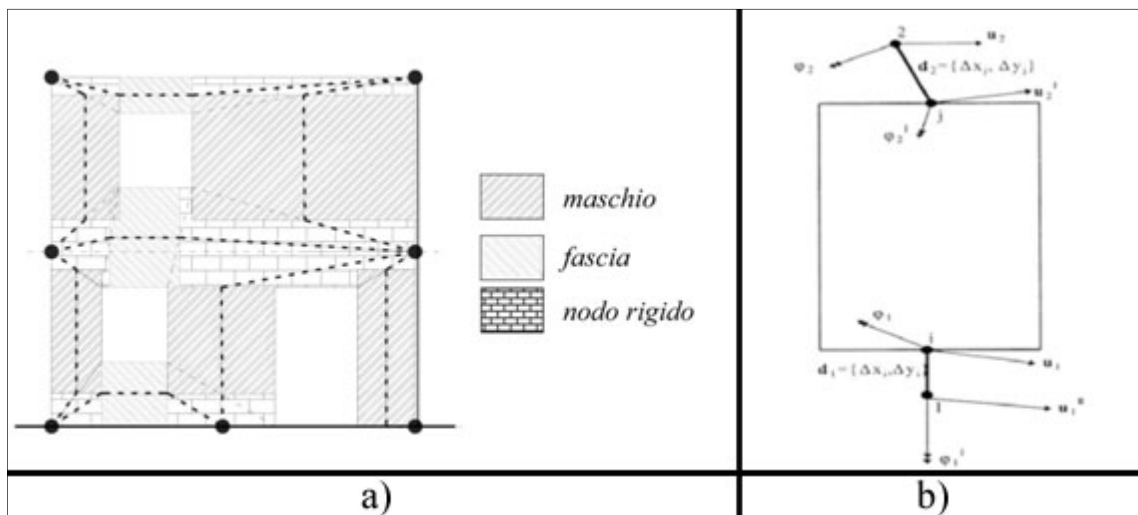


Figura 4.14: Costruzione del telaio piano a); Sfalsamento nodo b).

Durante l'assemblaggio della parete si considereranno le eventuali eccentricità fra i nodi del modello e gli estremi dei macroelementi: considerati gli assi baricentrici degli elementi, questi potrebbero non coincidere con il nodo, nei blocchi rigidi si potrà quindi verificare un'eccentricità tra il nodo del modello e quello dell'elemento deformabile (figura 4.13b). Questa operazione viene effettuata applicando una opportuna matrice di

estremo rigido alla matrice delle rigidezze dell'elemento medesimo. Tale matrice di estremo rigido \mathbf{D}_e risulta:

$$\mathbf{D}_e = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -\Delta y_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & \Delta x_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -\Delta y_j & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \Delta x_j & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

La matrice di rigidezza elastica dell'elemento \mathbf{K}_e ed il vettore delle azioni nodali \mathbf{q} saranno così modificati attraverso le matrici \mathbf{D}_e di estremo rigido. La modellazione di elementi orizzontali, come le fasce (intese come maschi ruotati) richiede la rotazione degli elementi: questa operazione si esegue applicando una matrice di rotazione \mathbf{R} :

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \cos(\alpha) & \sin(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\alpha) & \sin(\alpha) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

4.4.1.3 - LA MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE

Nel paragrafo precedente è stata illustrata la procedura di modellazione a telaio equivalente delle pareti sollecitate nel proprio piano. Tale strumento costituisce il punto di partenza per la modellazione del comportamento globale: tuttavia, l'estensione della procedura alla modellazione tridimensionale non è affatto banale. La strada scelta è quella di conservare la modellazione delle pareti nel proprio piano assemblandole ad altre strutture, gli orizzontamenti, dei quali viene modellato il comportamento membranale. Il modello dell'edificio viene ad assumere così globalmente masse e rigidezze su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto però, localmente, dei soli g.d.l. nel piano (nodi bidimensionali). In questo modo si può pervenire ad un modello strutturale essenziale senza gravarlo del calcolo della risposta fuori piano locale, che può comunque essere verificata a posteriori (verifica dei meccanismi locali). Stabilito un riferimento globale unico per il modello dell'edificio, sono introdotti i

riferimenti locali di ciascuna parete: si assume che le pareti giacciono in un piano verticale e si localizza la traccia in pianta della generica parete i attraverso le coordinate di un punto, l'origine del riferimento locale $O_i (x_i, y_i, z_i)$, rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano globale $O (X, Y, Z)$, e l'angolo θ_i calcolato rispetto all'asse X . Il sistema di riferimento locale della parete è così univocamente definito e la modellazione a macroelementi può avvenire con le stesse modalità del caso piano.

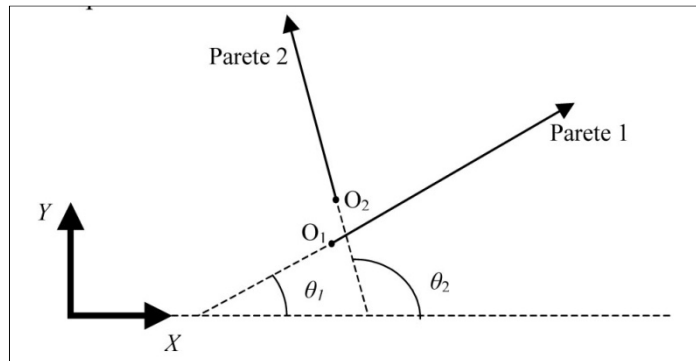


Figura 4.15: Sistema di riferimento globale.

I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano nel riferimento locale, mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati dalle incidenze di queste ultime) debbono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali). Questi nodi, in virtù dell'ipotesi di trascurare la rigidità fuori dal piano delle pareti, non necessitano di un grado di libertà rotazionale intorno all'asse verticale Z in quanto non connessi ad elementi in grado di fornire termini di rigidità rotazionale locale. I nodi rigidi tridimensionali, rappresentativi di situazioni quali cantonali e martelli, sono ottenuti come assemblaggio di virtuali nodi rigidi bidimensionali individuati in ciascuna delle pareti incidenti. Essi hanno componenti di spostamento generalizzato secondo 5 gradi di libertà: 3 spostamenti, (u_x, u_y, u_z) e 2 rotazioni (φ_x, φ_y) . Le relazioni tra le 5 componenti di spostamento e rotazione del nodo tridimensionale e le 3 del nodo bidimensionale fittizio, appartenente alla singola parete sono perciò date dalle:

$$\begin{cases} u = u_x \cos \vartheta + u_y \sin \vartheta \\ w = u_z \\ \varphi = \varphi_x \sin \vartheta - \varphi_y \cos \vartheta \end{cases}$$

in cui con u , w e φ si sono indicate le 3 componenti di spostamento secondo i gradi di libertà del nodo fittizio appartenente alla generica parete orientata in pianta secondo un

angolo θ . Analogamente anche le forze applicate ai nodi tridimensionali vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed applicate, così, ai macroelementi nel loro piano di resistenza.

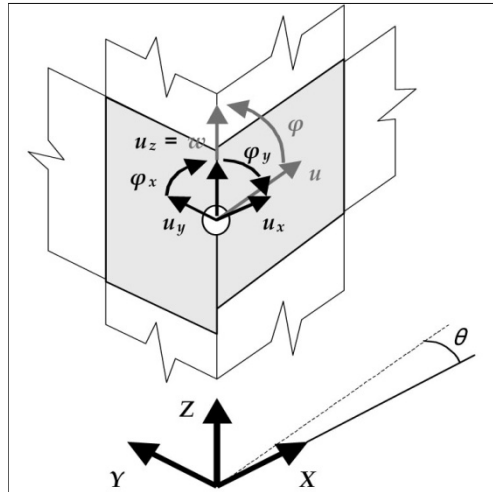


Figura 4.16: Nodo tridimensionale a 5 g.d.l. in corrispondenza di due pareti.

Le forze reattive trasmesse dai macroelementi appartenenti alle singole pareti ai nodi fittizi bidimensionali vengono riportate nel riferimento globale in base alle:

$$\begin{cases} F_x = F_h^1 \cos \vartheta_1 + F_h^2 \cos \vartheta_2 \\ F_y = F_h^1 \sin \vartheta_1 + F_h^2 \sin \vartheta_2 \\ F_z = F_v^1 + F_v^2 \\ M_x = M^1 \sin \vartheta_1 + M^2 \sin \vartheta_2 \\ M_y = M^1 \cos \vartheta_1 - M^2 \cos \vartheta_2 \end{cases}$$

in cui, come riportato in figura, i termini con apice 1 e 2 fanno riferimento rispettivamente ai termini di forza corrispondenti ai nodi virtuali individuati nelle pareti 1 e 2 a cui il nodo tridimensionale appartiene.

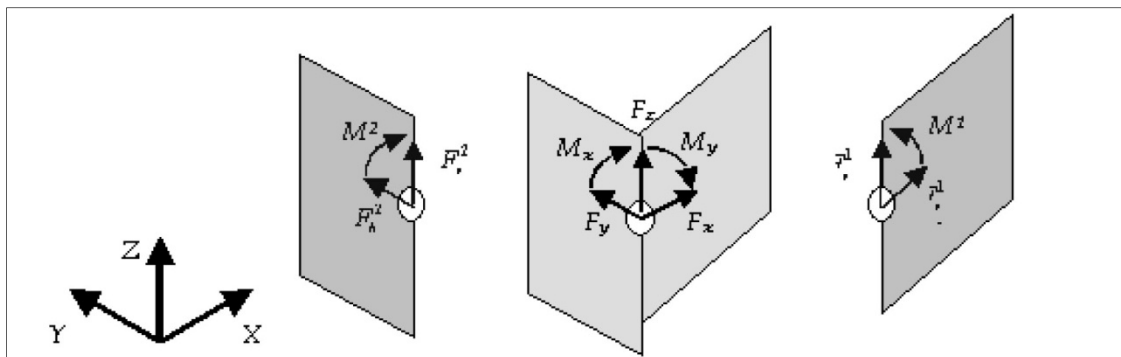


Figura 4.17: Unione di due macroelementi bidimensionali tramite un nodo tridimensionale.

La modellazione della parete può così ancora avvenire nel piano, recuperando quanto descritto nel paragrafo precedente: i nodi che appartengono ad una sola parete rimangono bidimensionali, ossia mantengono solo 3 gradi di libertà anziché 5. I solai, modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 o 4 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y), sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1 . E_2 è il modulo elastico in direzione perpendicolare all'orditura, mentre ν è il coefficiente di Poisson e $G_{2,1}$ il modulo di elasticità tangenziale. E_1 ed E_2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine $G_{2,1}$ rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti. E' possibile disporre un elemento solaio collegandolo ai nodi tridimensionali, giacché esso ha la funzione principale di ripartire le azioni orizzontali tra le varie pareti in proporzione alla loro rigidezza ed in funzione della propria, conferendo al modello quel carattere di tridimensionalità che dovrebbe avvicinarsi al reale funzionamento strutturale. L'elemento finito di riferimento considerato è l'elemento piano, in stato piano di tensione, a tre nodi. L'elemento a quattro nodi è ottenuto come media del contributo delle due coppie di elementi a tre nodi secondo cui è possibile suddividere il quadrilatero. In tal modo è possibile modellare con un unico elemento campiture di solaio di forma quadrilatera irregolare, con generica direzione di orditura.

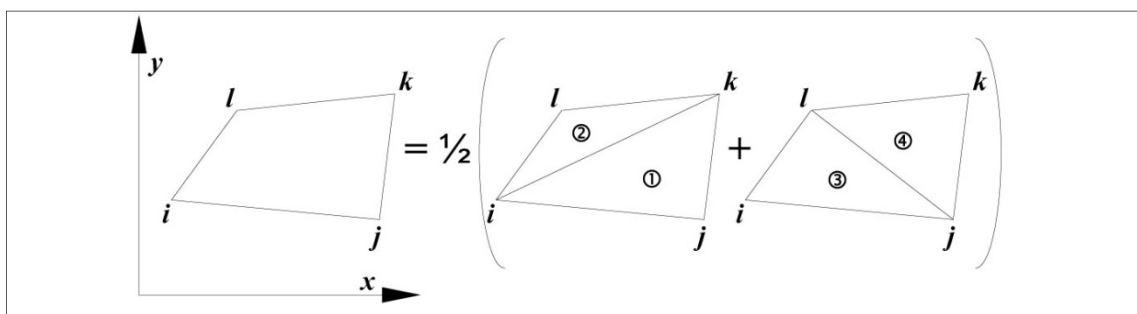


Figura 4.18: Discretizzazione di un elemento piano a quattro nodi.

La matrice di rigidezza coinvolge, ovviamente, i soli nodi tridimensionali di incidenza del solaio, mentre il contributo dei carichi verticali, propri o portati, viene attribuito in termini di massa nodale aggiunta a tutti i nodi, anche a quelli a 3 g.d.l., appartenenti alle pareti di incidenza alla quota di piano del solaio; tale massa aggiuntiva viene calcolata in base alle aree di influenza di ciascun nodo, tenendo conto della direzione di orditura

del solaio. Si è reso necessario, a causa delle ipotesi semplificate illustrate in precedenza, costruire una nuova matrice di inerzia in cui i contributi alla massa dei nodi a tre gradi di libertà in direzione ortogonale alle pareti di appartenenza siano riportati ai nodi a cinque gradi di libertà. La costruzione della matrice d'inerzia inizia dall'assemblaggio di quelle delle singole pareti e tiene conto della massa (propria e portata) trasferita dai solai, coerentemente con il proprio verso di orditura, ai nodi (bi o tridimensionali) con un'eventuale eccentricità orizzontale nel piano della parete. Anche la massa dei nodi e la quota parte di massa degli elementi incidenti può presentare, nel piano della parete, eccentricità verticali ed orizzontali (il baricentro del nodo potrebbe non coincidere con il punto geometrico di definizione e la porzione di massa trasferita al nodo dal macroelemento sarà generalmente eccentrica). Poiché i nodi bidimensionali sono privi di gradi di libertà ortogonali al piano della parete di appartenenza, nel calcolo delle masse è trasferita la quota di massa nodale (Figura 4.18), in tale direzione, ai nodi tridimensionali vicini, in proporzione alla mutua distanza ed in modo che la massa complessiva del sistema nelle direzioni X ed Y sia coerente. Nel modello sono cioè considerate due distinte masse nodali nelle due direzioni orizzontali per i nodi tridimensionali.

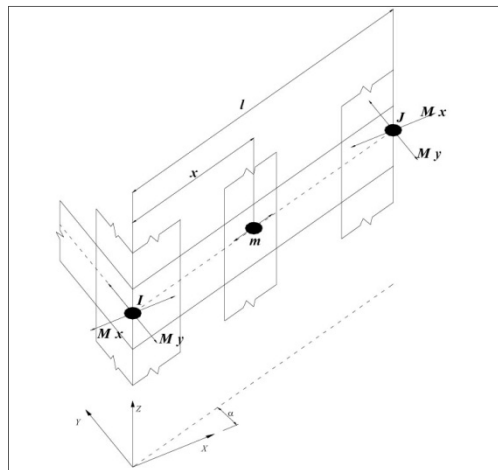


Figura 4.19: Schema per la distribuzione di massa ai nodi di pertinenza.

Con riferimento alla figura precedente, i termini di massa nodale del nodo I si ottengono dalle seguenti relazioni:

$$M_x^I = M_x^I + m(1 - |\cos \alpha|) \frac{l - x}{l}$$

$$M_y^I = M_y^I + m(1 - |\sin \alpha|) \frac{l - x}{l}$$

Questa soluzione consente così di implementare analisi statiche con componenti di accelerazione nelle tre direzioni principali ed analisi dinamiche al passo anch'esse con la possibilità di specificare contemporaneamente tre componenti di input nelle tre direzioni.

4.5 - I MASCHI MURARI

Nella modellazione a telaio l'obiettivo primario è quello di cogliere con sufficiente accuratezza il comportamento dei singoli macroelementi, siano essi pannelli murari (*maschi*) o travi di collegamento in muratura (*fasce*), che formano il telaio equivalente, e a partire dai quali sia possibile poi valutare la risposta globale della struttura. I maschi hanno fondamentalmente due tipi di comportamento: riconducibili a rotture per tensioni normali, associate tipicamente a sollecitazioni di presso flessione, oppure riconducibili a modalità di rottura per taglio.

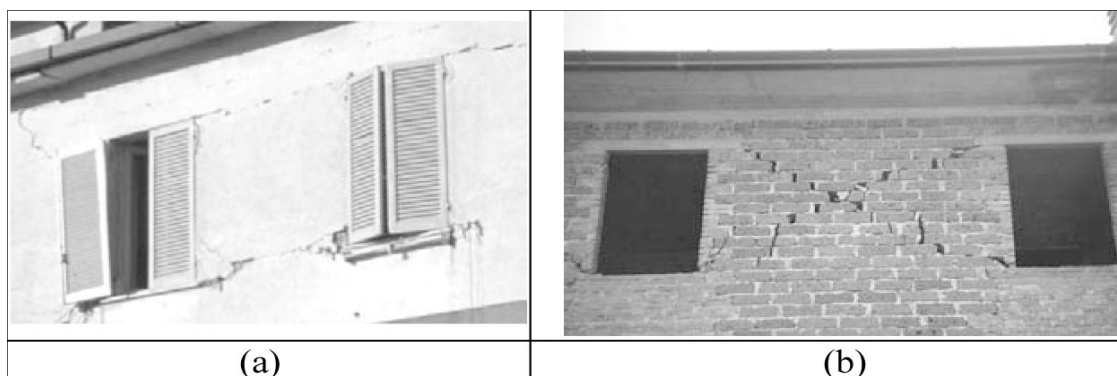


Figura 4.20: Modalità di danneggiamento dovuti ai meccanismi: (a) presso flessione-rocking; (b) taglio.

Al meccanismo per presso flessione sono associate modalità di rottura caratterizzate, generalmente, dal cedimento per schiacciamento della muratura ai lembi compressi delle sezioni d'estremità accompagnate inoltre da ampie aperture delle fessure. A questo tipo di rottura sono associate tendenzialmente caratteristiche di duttilità più elevate, rispetto, ad esempio, ai meccanismi per taglio, poiché per raggiungere il collasso totale del pannello, associato a questo comportamento per ribaltamento, è necessario imporre notevoli spostamenti orizzontali. Al cosiddetto meccanismo per taglio, ossia ascrivibile all'effetto delle tensioni tangenziali originate dalle azioni orizzontali in combinazione con le componenti di tensione normale, sono in realtà riconducibili modalità di rottura di diversa natura. Sulla base dell'osservazione del danno realizzatosi in strutture murarie reali in occorrenza di eventi sismici o prove sperimentali, una prima

classificazione, basata sulla morfologia e localizzazione delle lesioni, consiste in rottura a taglio:

- a) per fessurazione diagonale
- b) per scorrimento dei giunti lungo piani orizzontali.

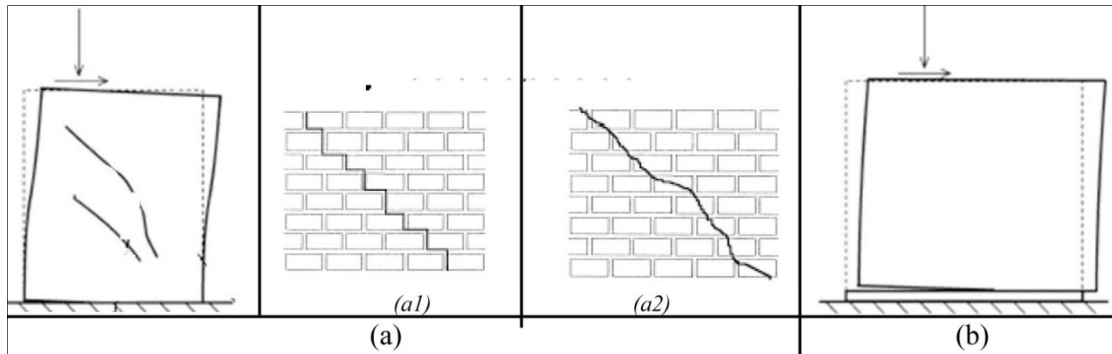


Figura 4.21: Fessurazione diagonale a); Scorrimento b).

Nel primo caso è opportuno ancora distinguere il caso in cui la lesione diagonale interessi sia i giunti di malta; sia i blocchi, dal caso in cui si realizzi invece un danneggiamento tipicamente “a scaletta” con scorrimento lungo i giunti verticali e orizzontali. Ovviamente sono spesso frequenti modalità miste di danneggiamento. Le modalità con le quali poi si manifesta il danneggiamento sono alquanto varie e funzione di molteplici parametri quali ad esempio: la tipologia della muratura, in termini di caratterizzazione meccanica nonché tessitura, la geometria dell’elemento murario (in particolare la snellezza) e lo stato tensionale di compressione cui è soggetto. Ecco che meccanismi riconducibili alla stessa classe di comportamento si possono di fatto manifestare con caratteristiche peculiari differenti. Come noto, col termine *muratura*, in realtà si indica una ampia varietà di tipologie morfologiche differenti, ad esempio, per qualità dei leganti (malte a base idraulica o cementizia) e dei singoli componenti (blocchi in laterizio, materiali lapidei, etc.) o per tessitura: tale circostanza ne rende d’altro canto spesso problematica l’interpretazione mediante un unico modello interpretativo. Con riferimento, ad esempio, alla muratura in laterizio e al meccanismo per taglio, fattori che possono far propendere la realizzazione del meccanismo prevalentemente “a scaletta” piuttosto di quello che interessa sia i mattoni che lo scorrimento dei giunti sono: la qualità del legante, il rapporto tra le resistenze dei due costituenti nonché la tipologia di tessitura, anche nello spessore del pannello. Ad esempio nel caso di pareti con spessore di due o più teste, tecniche costruttive più

articolate, originate dalla ricerca di un buon ammorsamento dei mattoni e lungo lo spessore e nel piano del muro, fanno sì che molti giunti verticali spesso non siano continui e passanti nello spessore, per cui ad esempio il meccanismo “a scaletta” può presentare i tratti verticali della lesione in parte contenuti in un giunto di malta verticale e in parte in un mattone di lista. In figura 4.22 sono illustrate due tipiche configurazioni di prova per pannelli murari.

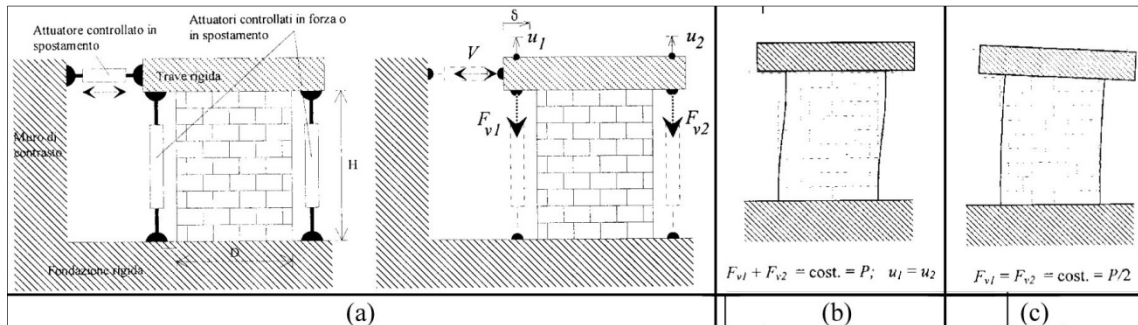


Figura 4.22: Configurazione di prova tipica per pannelli murari (a): Schema statico incastro-incastro (b); Incastro-estremo libero (c).

La prima (Figura 4.22.b) fa riferimento alla condizione di schema statico di “doppio incastro” (precisamente solo rotazionale ad un estremo) nella quale il pannello è soggetto ad un carico verticale distribuito di risultante P ; la traversa superiore trasla rigidamente senza ruotare; le risultanti di compressione alla base superiore ed inferiore sono caratterizzate da eccentricità di segno opposto, crescenti in funzione della forza orizzontale V applicata. Nella seconda (Figura 4.22.c) lo schema è di incastro-estremo libero: a seguito dell’applicazione del carico P è applicato uno spostamento monotono o ciclico alla testa del pannello che genera la forza tagliante V mantenendo appunto la traversa superiore libera di ruotare.

In Figura 4.23 sono illustrati alcuni esempi di curve taglio V - spostamento orizzontale u , appartenenti alle configurazioni di prova sopra descritte. Anche nei riguardi del comportamento isteretico, che mostra un comportamento fortemente non lineare, si evidenziano marcate differenze al variare della modalità di collasso che interessa prevalentemente il pannello. Considerando l’involuppo dei cicli, in entrambi i casi esiste un breve tratto iniziale ad andamento lineare, dal quale ci si scosta al crescere della forza V .

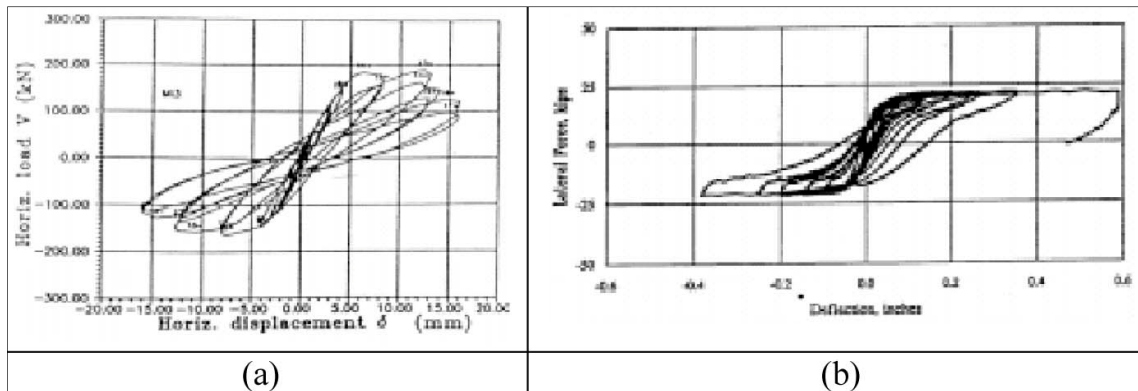


Figura 4.23: Esempi di risposta ciclica di pannelli murari: cicli d'isteresi tipici di un danneggiamento più marcatamente per taglio (Calvi e Magenes 1992) e per pressoflessione (Abrams e Shah 1992).

Tale deviazione dal comportamento lineare è dovuta principalmente alla parzializzazione delle sezioni, in conseguenza della trascurabile resistenza a trazione dei letti di malta, nonché ad un progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche dovute alle sollecitazioni di taglio e compressione nelle porzioni reagenti. Il meccanismo di rottura per rocking (Figura 4.23.b) mostra un inviluppo con andamento quasi asintotico e cicli d'isteresi con minore dissipazione, mentre il meccanismo di rottura a taglio è in generale caratterizzato da un inviluppo che presenta un valore massimo seguito da un ramo decrescente. Il tratto di softening è associato alla progressione del sistema di fessure diagonali incrociate, che porta ad una progressiva disarticolazione del pannello.

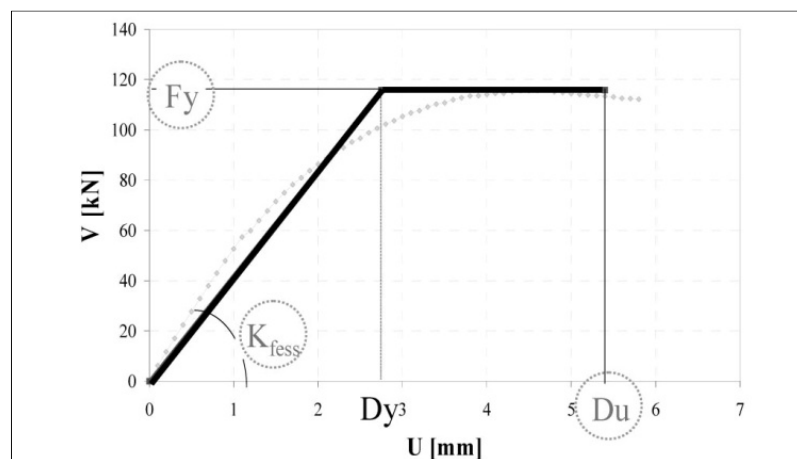


Figura 4.24: Idealizzazione della risposta del pannello secondo un legame bi-lineare equivalente, in cui di importanza fondamentale diviene la determinazione della massima resistenza F_y ; della rigidezza in condizioni fessurate K_{fess} ; e lo spostamento in condizioni ultime di collasso D_u .

Avendo scelto nella tesi di operare nella logica della modellazione a telaio equivalente l'obiettivo è evidentemente di idealizzare, in modo semplificato, la risposta di tali

elementi. Secondo la schematizzazione di un legame bi-lineare (come proposto anche nel più attuale riferimento normativo nazionale ovvero (l'OPCM 3431/05) diventa primaria la definizione opportuna dunque delle capacità portanti di tali elementi strutturali, ossia del massimo taglio resistente e delle caratteristiche di deformabilità e nella fase iniziale e in quella finale della risposta (Figura 4.24). Relativamente all'aspetto della resistenza del pannello diviene fondamentale disporre dunque di modelli interpretativi e criteri di resistenza efficaci.

4.6 - CRITERI DI RESISTENZA PER MASCHI MURARI

4.6.1 - IL MECCANISMO PER PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

Il criterio comunemente adottato in letteratura e dalla NTC al 7.8.2.2.1, per interpretare il meccanismo di rottura a presso flessione nel piano è quello che fa riferimento alla condizione di schiacciamento della muratura compressa alle sezioni d'estremità del pannello. Si evidenzia come la risposta di un pannello governato dal meccanismo a presso flessione possa essere interpretata facendo riferimento alle sezioni d'estremità e non a quella centrale. Si consideri nel seguito un pannello murario caratterizzato dalle condizioni al contorno descritte in Figura 4.25.a, di lunghezza pari ad l , spessore pari a t , altezza pari a H e distanza tra la base inferiore della sezione ed il punto di intersezione tra l'asse di simmetria verticale della sezione e la congiungente dei punti di applicazione delle risultanti di compressione agenti sulle estremità H_0 .

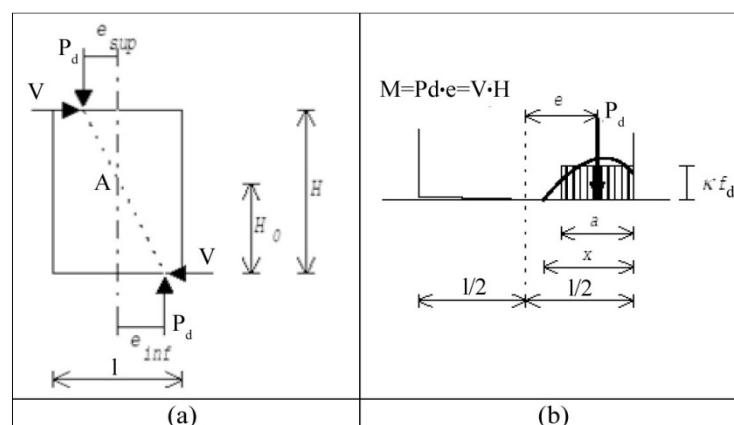


Figura 4.25: Condizioni al contorno assunte per la formulazione del criterio di resistenza a presso flessione (da Magenes 2000).

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno ad A si ottiene la seguente relazione:

$$V \cdot H_0 = P_d \cdot e_{inf}$$

Nelle ipotesi semplificate di trascurare il contributo del peso proprio rispetto a quello offerto dal carico assiale applicato P_d ed assumendo che la distribuzione delle tensioni sulla parte di sezione non fessurata abbia un andamento parabolico approssimabile mediante uno *stress-block* rettangolare di ampiezza pari ad a e di ordinata $k \cdot f_d$, si perviene alla definizione del momento ultimo come:

$$M_u = \frac{P_d \cdot l}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right)$$

In cui:

M_u : è il momento ultimo della sezione;

l : rappresenta la lunghezza del pannello murario;

t : è lo spessore della sezione;

$\sigma_0 = \frac{P_d}{l \cdot t}$: è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione;

k : coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa pari a 0,85

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$: resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Sostituendo il momento ultimo nell'equazione di equilibrio (*) precedente si ottiene il valore del taglio massimo corrispondente alla rottura in campo plastico:

$$V_{max} = \frac{P_d \cdot l}{2 \cdot H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

Un secondo approccio per la valutazione della resistenza a pressoflessione, che porta comunque ai risultati visti, è quello dato dalla soluzione di un problema di analisi limite qualora si consideri un cinematismo di collasso a ribaltamento, come rappresentato in figura 4.26, con $0 \leq \theta \leq \arctg(H/D)$.

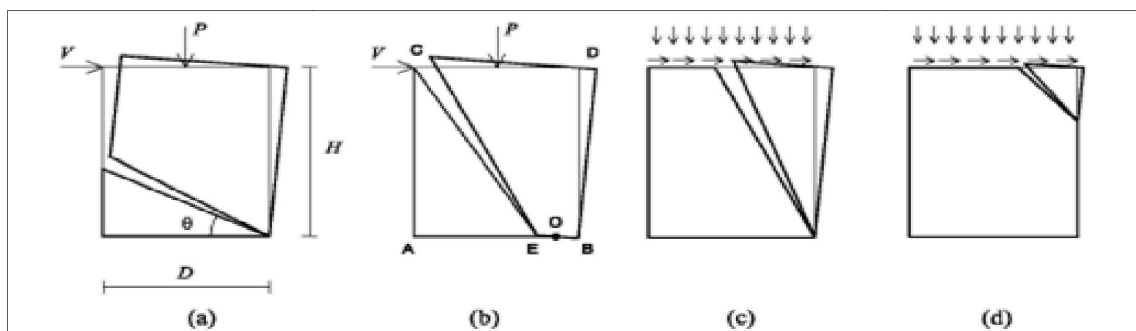


Figura 4.26: Cinematismi di collasso nel caso di rottura per ribaltamento. G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio. *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. GNDT.*

Se si suppone la muratura infinitamente resistente a compressione e non resistente a trazione (comportamento *monolatero*), il valore del taglio massimo si ricava dalla condizione equilibrio a ribaltamento del blocco rigido:

$$V_{max} \cdot H_0 = P \cdot \frac{l}{2}$$

Per tenere conto della resistenza finita a compressione del materiale è possibile ipotizzare un cinematismo, ottenendo un risultato direttamente confrontabile con il valor determinato nel precedente approccio di modellazione. L'ipotesi di comportamento monolatero rende inoltre necessario ipotizzare la presenza di un confinamento laterale alle basi superiore ed inferiore, che escluda meccanismi simili a quelli rappresentati nelle situazioni c e d, associati a disarticolamenti della muratura. Le formule di valutazione della resistenza a pressoflessione considerate sono state ricavate nell'ipotesi di trascurare il peso proprio del pannello maschio. Quest'ultimo infatti determina nel baricentro del pannello delle forze aggiuntive: la forza peso verticale e la forza di inerzia orizzontale dovuta al sisma, proporzionale alla massa del pannello. Tali forze in genere vengono tenute in conto applicandole, o interamente nel baricentro della base superiore del pannello, o per metà sulla base superiore e per metà su quella inferiore; questo accorgimento si rende necessario per rispettare i criteri di equilibrio espressi nella precedente formulazione.

Tale approssimazione è possibile perché l'incidenza della forza peso verticale rispetto al carico ultimo normale sopportabile dal pannello, è quasi sempre trascurabile; questo carico diventa invece determinante per i pannelli di maschio dell'ultimo livello, nell'ipotesi in cui la muratura possieda notevoli spessori e la trasmissione dei carichi mediante gli orizzontamenti sia piuttosto contenuta.

Inoltre le formulazioni proposte sono tutte fondate sull'ipotesi di “*no tension*” del materiale per il quale la resistenza a trazione risulta trascurabile nei confronti delle azioni considerate nelle equazioni di equilibrio precedenti.

4.6.2 - IL MECCANISMO PER SCORRIMENTO - TAGLIO NEL PIANO DELLE PARETI MURARIE

Il criterio di resistenza adottato dalla NTC 2008 per valutare il meccanismo di rottura che si manifesta con lo scorrimento relativo tra le due parti in cui si può suddividere il pannello, consiste nell'esprimere la resistenza a taglio della muratura in qualità di resistenza unitaria moltiplicata per l'area compressa della compagine muraria nell'ipotesi di materiale non reagente a trazione.

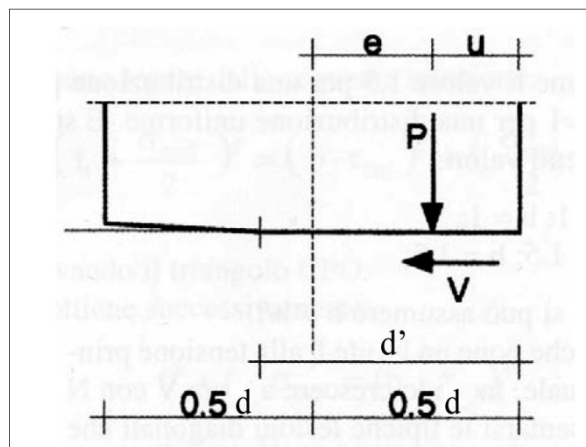


Figura 4.27: Valutazione dello scorrimento in corrispondenza della zona compressa.

Lo scorrimento si manifesta attraverso i giunti di malta e la resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale viene valutata per mezzo della relazione:

$$V_t = d' \cdot t \cdot f_{vd}$$

Dove:

d' è la lunghezza della parte compressa della parete;

t è lo spessore della parete;

$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$ è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;

$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_n$ è la resistenza caratteristica a taglio in presenza di tensioni normali, calcolata col criterio di Mohr-Coulomb;

μ è il coefficiente di attrito interno pari a 0,4;

σ_n tensione normale media agente sulla sezione.

La valutazione fatta sulla lunghezza d' indica che la sola zona compressa sotto l'effetto della pressoflessione sia in grado di resistere a taglio.

4.6.3 - IL MECCANISMO DI ROTTURA PER TRAZIONE DIAGONALE

Per la valutazione della resistenza a taglio dei maschi murari, nel caso di rottura per trazione diagonale, consideriamo un pannello murario di altezza h e dimensioni in pianta $l \times t$, sollecitato da una forza verticale eccentrica N e da uno sforzo di taglio V , essendo vincolato da un incastro alla base e da doppi pendoli in sommità.

La distribuzione delle tensioni risulta:

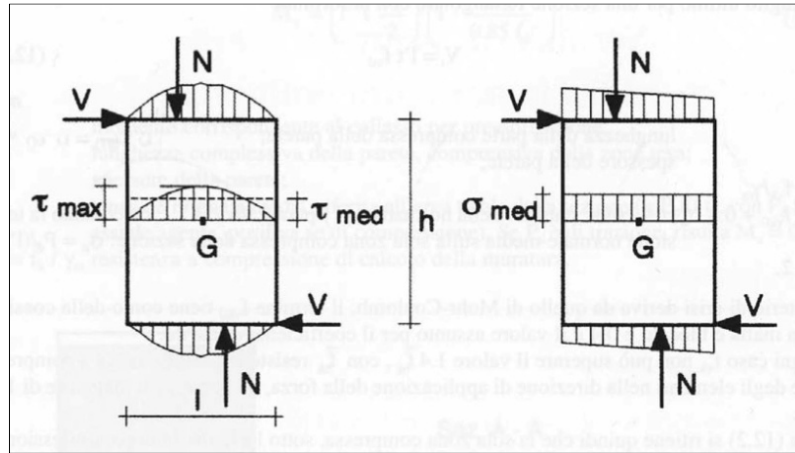


Figura 4.28: Distribuzione delle tensioni nel pannello murario sollecitato da N e V .

I valori medi delle tensioni agenti sulla sezione sono:

$$\tau_{med} = \frac{V}{l \cdot t}$$

$$\sigma_{med} = \frac{N}{l \cdot t}$$

La tensione massima τ_{max} si può esprimere come: $\tau_{max} = b \cdot \tau_{med}$, dove b è il coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete:

- per pareti tozze ($h/l \leq 1$), b sarà pari a 1;
- per pareti snelle ($h/l \geq 1$), b sarà pari a 1,5;

Tale approccio è basato sull'ipotesi che la rottura a taglio per fessurazione diagonale avvenga quando la tensione principale di trazione raggiunge un valore limite f_t assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura, oltre il quale facendo crescere ancora V per N costante cominciano a presentarsi lesioni diagonali che si sviluppano con gradualità dal centro verso i due spigoli opposti.

Alle soglie della fessurazione V_u è lo sforzo di taglio cui corrispondono:

$$\tau_{lim} = \frac{V_u}{l \cdot t} \quad (1)$$

$$\tau_{max} = b \cdot \tau_{lim}$$

Lo stato tensionale in corrispondenza del baricentro è rappresentato dal cerchio di Mohr in figura 4.29, definito dalle seguenti parametri:

$$\text{centro } C = \left(\frac{\sigma_{med}}{2}, 0 \right); \quad \text{raggio } r = |f_t| + \frac{\sigma_{med}}{2}$$

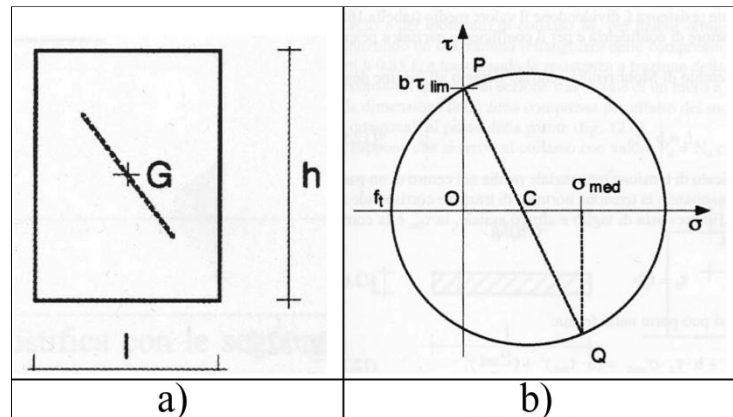


Figura 4.29: Fessurazione diagonale a); Rappresentazione di Mohr b).

L'intersezione del cerchio con l'asse delle ordinate definisce il valore della tensione massima, inoltre se esaminiamo il triangolo CPO, le tensioni f_t , σ_{med} e τ_{lim} risultano legate dalla seguente relazione pitagorica:

$$\overline{PC}^2 = \overline{OC}^2 + \overline{OP}^2 \text{ ovvero}$$

$$\left(f_t + \frac{\sigma_{med}}{2} \right)^2 = (b \cdot \tau_{lim})^2 + \left(\frac{\sigma_{med}}{2} \right)^2$$

Da cui si ottiene

$$\tau_{lim} = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{med}}{f_t}} \text{ e ricordando la (1) per sostituzione si ricava il valore della resistenza a taglio:}$$

$$V_t = l \cdot t \frac{1,5 \cdot f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{med}}{1,5 \cdot f_{td}}} \quad \text{ove si è posto } f_t = 1,5 \cdot f_{td} \text{ con:}$$

$$f_{td} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m \cdot \gamma_c} \text{ resistenza a taglio di calcolo;}$$

γ_m coefficiente parziale di sicurezza;

γ_c coefficiente di confidenza.

Superato il valore di taglio V_u in attesa che nel pannello si raggiunga la resistenza di picco, il maschio murario dal comportamento monolatero tenderà a subire una

significativa parzializzazione, accompagnata da una progressiva diminuzione della rigidità al crescere della sollecitazione tagliante secondo un comportamento elastoperfettamente plastico. Un modello che tenga in debito conto questo tipo di comportamento coglie senza alcun dubbio gli elementi fondamentali della risposta dell'elemento murario.

4.7 - DEFORMABILITA' DEI MASCHI MURARI

Stabiliti i criteri di rottura ed i relativi metodi di calcolo delle resistenze è necessario, per una corretta modellazione dell'edificio in muratura, stabilire il comportamento deformativo dei maschi murari.

Una prima considerazione riguarda il comportamento in fase elastica, dove l'unico fenomeno che regola il comportamento deformativo è legato alla progressiva riduzione della sezione resistente fino al raggiungimento di un corrispettivo valore limite. In questa circostanza la schematizzazione dell'elemento murario in una trave con deformazione a taglio non permette una completa comprensione del fenomeno; si pensi al fatto che la rottura per ribaltamento di un pannello tende a sviluppare un campo di spostamento verticale significativo. Tale aspetto non può essere valutato in una modellazione di tipo bidimensionale.

Un'altra caratteristica fondamentale per valutare il comportamento deformativo dell'elemento murario è quello della fase post-picco. Tale fase viene generalmente affrontata secondo due approcci: il primo è quello di assumere un comportamento fragile dell'elemento, stabilendo che la condizione di collasso si verifichi al raggiungimento del valore limite elastico della deformazione. Questo approccio, sebbene semplifichi qualsiasi metodologia di modellazione e risulti sicuramente cautelativo nei confronti delle azioni sismiche, può d'altro canto risultare eccessivamente penalizzante nel dimensionamento degli interventi di consolidamento, andando a ledere la logica del minimo intervento o meno invasivo che invece dovrebbe regolare gli interventi di consolidamenti, e in particolar modo quelli che riguardano il patrimonio storico-architettonico.

Dalle prove sperimentali si è rilevato, attraverso la valutazione delle curve $V-\delta$, come il degrado di resistenza, sia nel caso di rottura per taglio che per ribaltamento, presenti una certa gradualità, tale da indurre alcuni autori a parlare impropriamente di duttilità della

muratura. Un esempio di questa interpretazione è costituito da alcuni metodi POR che tengono conto dell'ulteriore aliquota di deformabilità che il materiale possiede anche oltre il raggiungimento del limite plastico; tale fenomeno fisico viene rappresentato, all'interno del diagramma costitutivo, attraverso il cosiddetto "ramo di *softening*", a cui viene assegnata una prefissata percentuale di resistenza residua del materiale.

È quindi, fondamentale analizzare i risultati presenti in letteratura relativamente alla curva costitutiva $V-\delta$. Tali curve hanno dato, sia nel caso di rottura per pressoflessione che per taglio risposte di tipo fortemente non lineare. In generale queste curve sono caratterizzate da:

- un breve tratto iniziale in cui il pannello mostra un comportamento elastico lineare, descrivibile con una retta tangente alla curva in prossimità dell'origine, di pendenza $k_l = tg\alpha_l$, che rappresenta la rigidezza elastica iniziale: tale comportamento si manifesta fintanto che tutte le sezioni del pannello sono interamente reagenti;
- al crescere del taglio il comportamento si discosta da quello lineare, mostrando un secondo tratto in cui il comportamento è elastico non lineare fino al raggiungimento del valore di resistenza V_r : in tale tratto il taglio cresce in maniera non più proporzionale agli spostamenti e la rigidezza del pannello, rappresentata dalla tangente alla curva in ogni punto, decresce da k_l fino a 0: tale comportamento è dovuto alla progressiva parzializzazione delle sezioni che si fessurano nelle zone dove viene superata la bassissima resistenza a trazione della muratura;
- infine l'ultimo tratto della curva descrive il comportamento in campo plastico della muratura, dal punto in cui si raggiunge il picco di resistenza a taglio al punto in cui il pannello esaurisce ogni capacità portante; tale tratto è rappresentativo della duttilità del pannello, generalmente quantificata tramite il rapporto tra lo spostamento ultimo δ_u , al quale si raggiunge il collasso, e lo spostamento nel quale si raggiunge il taglio massimo δ_r . In tale campo il pannello continua a mantenere una certa capacità portante, permettendo alla

struttura di redistribuire ulteriori azioni sismiche ai pannelli non ancora plasticizzati e di dissipare energia sismica in energia deformativa.

Il comportamento nell'ultimo tratto del diagramma costitutivo dipende principalmente dal tipo di rottura che si verifica nel pannello, dalla tipologia della muratura nonché dall'entità dello sforzo normale agente. Come si è verificato in occasione di numerose indagini sperimentali, in caso di rottura a pressoflessione il diagramma costitutivo del pannello mostra un andamento quasi asintotico fino al raggiungimento della crisi, presentando una discreta duttilità oltre il campo elastico. Nel caso di rottura a taglio invece, il pannello manifesta un decadimento della resistenza (ramo di “*softening*”) dopo aver superato il valore di resistenza di picco e che corrisponde approssimativamente alla formazione delle fessure diagonali visibili. Il ramo decrescente, che in alcuni casi (soprattutto per i pannelli di fascia), può raggiungere decrementi di resistenza superiori al 50%, è associato al progressivo sviluppo del sistema di fessure diagonali incrociate, che porta ad una progressiva disarticolazione del pannello. Anche in questo caso si considera il comportamento duttile del pannello tenendo conto della riduzione di resistenza; il campo plastico però si riduce rispetto al caso di rottura a pressoflessione non potendo considerare eccessive riduzioni di resistenza.

Le curve caratteristiche ottenute sperimentalmente, per poter essere utilizzate nei modelli di calcolo, vengono semplificate con schematizzazioni poligonali rappresentative del comportamento sia nella fase elastica che in quella plastica. Nel campo elastico tali schematizzazioni descrivono la riduzione della rigidità in funzione della parzializzazione delle sezioni, mentre in campo plastico considerano la riduzione della resistenza che si manifesta con eventuali rami di *softening*. Inoltre le schematizzazioni devono opportunamente individuare lo spostamento ultimo rappresentativo della crisi del pannello, definendo quindi il valore della duttilità. Storicamente con l'introduzione del metodo tale curva caratteristica veniva schematizzata con una bilineare rappresentativa di un comportamento meccanico elastico-perfettamente plastico.

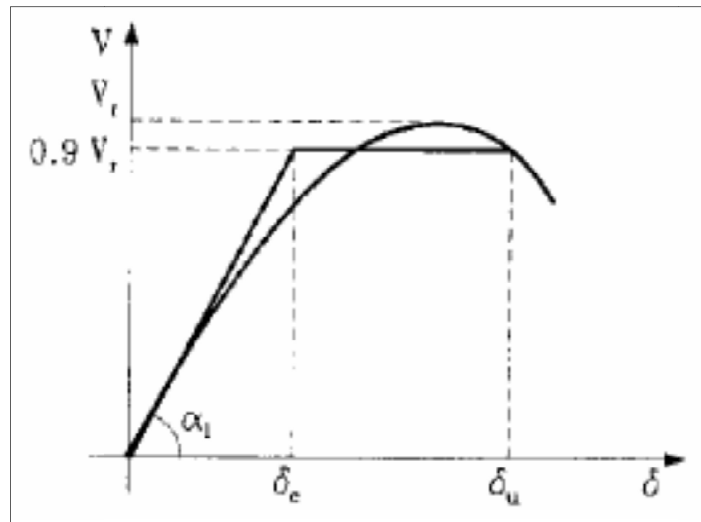


Figura 4.30: Diagramma costitutivo della muratura.

Come è possibile osservare in figura 4.30 essa è caratterizzata da:

- un primo tratto elastico lineare con pendenza costante pari alla rigidezza all'origine $K_0 = tg(\alpha_1)$ ed esteso fino al punto (V_u, δ_e) con $V_u = 0,9V_r$ e nella quale V_r è il valore di resistenza di picco riscontrato in prove cicliche o il valore di inizio della fessurazione in prove monotone; considerando un valore ridotto di V_u si assume che il collasso del pannello possa essere associato alla condizione in cui il valore del taglio resistente, letto sull'involuppo sperimentale dei cicli, degrada oltre un certo limite, espresso come percentuale del taglio massimo;
- un secondo tratto orizzontale (comportamento perfettamente plastico) esteso fino al punto (V_u, δ_u) , con $d_u = \mu\delta_e$ e nella quale μ è detto fattore di duttilità. Per la determinazione di tale valore, *Turnsek e Cacovic* nel 1970 hanno ricavato sperimentalmente valori di $\mu = \delta_u / \delta_e = 1,5 \div 2,0$ in funzione della tipologia delle murature. In realtà tale valore è funzione anche dello sforzo normale agente, presentando valori maggiori quanto minore è il valore dello sforzo normale applicato. Inoltre esso può assumere valori maggiori compresi tra 2 e 5, per rottura a pressoflessione, mentre può variare tra 1,5 e 2,0 per rottura a taglio con fessurazioni diagonali.

A seguito degli studi degli ultimi anni (*Magenes e Calvi, 1997*), la normativa attuale valuta lo spostamento ultimo non più in termini di spostamento imponendo un fattore di duttilità, ma indicando una deformazione angolare ultima o meglio il valore del “*drift*”

ultimo: il *drift* si definisce come il rapporto tra lo spostamento relativo tra le basi e l'altezza del pannello (δ_u/h); tale valore coincide con la deformazione angolare ultima ϑ_u nel caso in cui la deformazione del pannello avvenga con le basi che si mantengono parallele tra di loro come in Figura 4.31.

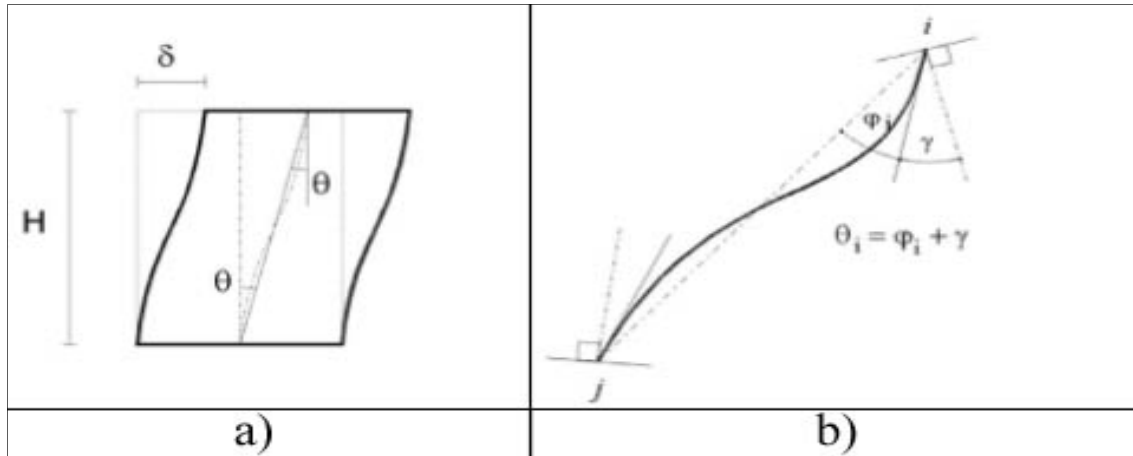


Figura 4.31: Deformazione a taglio di un pannello murario con parallelismo delle basi a); Deformazioni angolari di un elemento tipo beam-column b).

L'introduzione di un limite di deformazione angolare ϑ_u in sostituzione di un limite espresso in termini di duttilità trae le sue origini dalle sperimentazioni, già citate, di *Magenes* e *Calvi* durante le quali si è notato che pannelli murari con diversi rapporti di forma portati a rottura per taglio, tendono a presentare una dispersione molto contenuta della deformazione angolare ultima, ed una dispersione molto maggiore della duttilità ultima in termini di spostamento. Imponendo il valore del *drift* ultimo ci si svincola dal tipo di modellazione che si adotta per descrivere il comportamento prima della rottura.

La curva caratteristica può essere schematizzata con modelli sempre meno approssimati, ad esempio tramite una poligonale costituita da tre segmenti come quella in figura 4.32:

- un primo tratto lineare di rigidezza iniziale kl , esteso dall'origine fino al punto di coordinate $(V_r/2, \delta_l)$;
- un secondo tratto lineare di rigidezza $k_e = k_l/2$ (valore medio ricavato sperimentalmente), esteso sino al punto di coordinate (V_r, δ_e) ove è possibile assumere $\delta_e = (1,2 \div 2,0) \delta_l$;
- un terzo tratto perfettamente plastico (orizzontale) sino al punto (V_r, δ_u) .

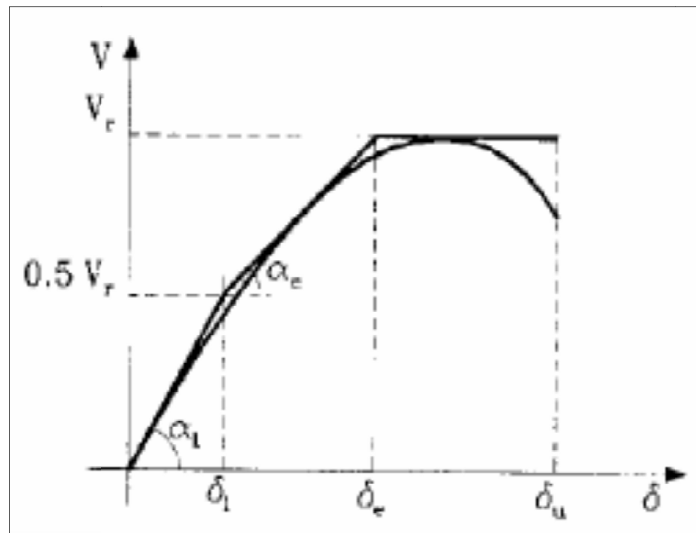


Figura 4.32: Curva caratteristica a tre segmenti.

La normativa attuale permette di considerare per pannelli di maschio curve caratteristiche bilineari in cui:

- la rigidezza in campo elastico è quella calcolata nell'ipotesi di trave con deformazione flessionale e a taglio, considerando però le rigidezze fessurate, cioè quelle in corrispondenza delle sezioni parzializzate; in mancanza di determinazioni più accurate le rigidezze fessurate possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate (50%);
- il valore del taglio ultimo, che determina la fine del ramo elastico e l'inizio di quello plastico, è valutato come il minore ottenuto con le formule viste in precedenza considerando la rottura a taglio o a pressoflessione;
- il valore dello spostamento ultimo in corrispondenza del quale si ha la crisi del pannello è valutato in termini di *drift* ultimo, considerato diverso in funzione del tipo di rottura che raggiunge il pannello:
- per i pannelli che si rompono a pressoflessione si pone un valore di *drift* ultimo pari a $(\delta_u/l)=0,008$; (0,006 nel caso di edifici esistenti)
- per i pannelli che si rompono a taglio il *drift* ultimo viene assunto pari a $(\delta_u/l)=0,004$.

4.8 - LE FASCE MURARIE

Il pannello fascia è quell'elemento della parete muraria compreso tra due pannelli di nodo, considerati in genere infinitamente rigidi, e che è sotteso e/o sottende un vano della parete muraria.

In realtà il comportamento delle fasce murarie non è stato studiato teoricamente e sperimentalmente, con la stessa attenzione che è stata dedicata ai pannelli di maschio. Ciò può essere in parte dovuto al fatto che i montanti murari costituiscono l'effettivo sistema "principale" di resistenza al sisma e ai carichi verticali. Tuttavia, la funzione strutturale delle fasce è tutt'altro che secondaria in quanto queste forniscono l'accoppiamento fra i maschi murari e possono influenzare considerevolmente la risposta di una parete multipiano. Tale influenza è tanto maggiore quanto elevato è il numero di piani di un edificio.

Lo stato di sollecitazione generato in un pannello fascia dall'azione sismica è analogo a quello riportato in figura 4.33.

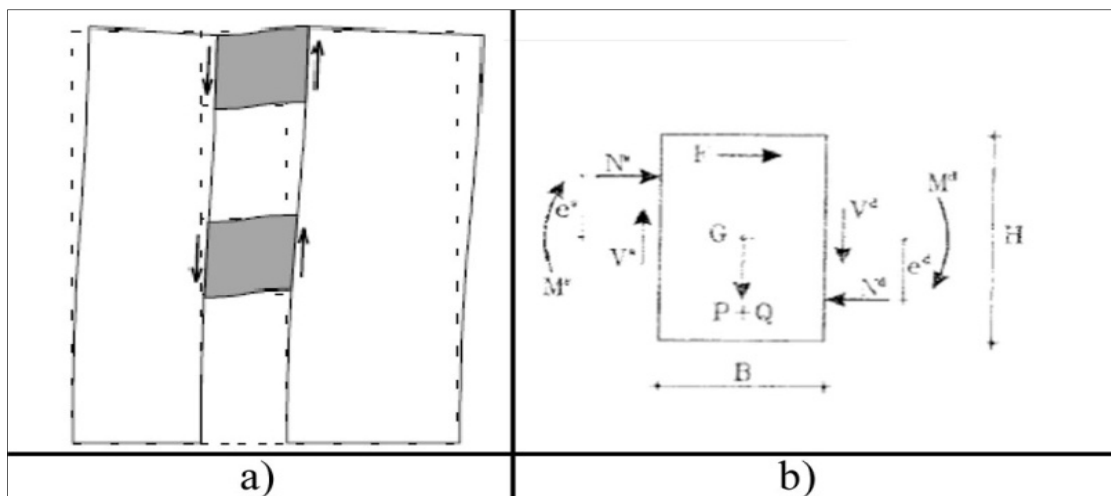


Figura 4.33: Risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico a); Stato di sollecitazione in una fascia muraria b).

Come già precedentemente accennato, nel caso il cui la tessitura muraria sia di tipo regolare (ad es. murature di mattoni o a conci squadrati e regolari), il comportamento meccanico dei pannelli fascia risulta essere completamente differente rispetto a quello dei pannelli maschio sulla base delle seguenti considerazioni:

- l'orientamento dei letti di malta principali, orizzontali, è parallelo all'asse dell'elemento, che è appunto orizzontale;

- l'azione assiale (risultante di compressione parallela all'asse orizzontale) si manifesta su giaciture completamente diverse rispetto a quelle di maschio ed è dovuta solo alle azioni sismiche orizzontali;
- la resistenza a taglio è principalmente funzione della compressione normale ai letti di malta e, in misura minore, della compressione in direzione parallela ai letti stessi; quindi se, come spesso accade, la compressione normale ai letti di una fascia al di sotto delle aperture risulta essere trascurabile, la resistenza a taglio di una fascia può essere molto bassa ed è principalmente funzione della coesione offerta dal legante;
- affinché la resistenza flessione del pannello di fascia possa essere considerata affidabile occorre che siano presenti elementi dotati di una certa resistenza a trazione, quali cordoli o architravi, e che questi risultino siano efficacemente ammorsati ai pannelli laterali;
- l'accoppiamento flessionale tra gli elementi collegati tramite il pannello fascia è inoltre garantito da elementi resistenti a trazione che fungono da catene, impedendo una dilatazione globale della parete in senso orizzontale e permettendo l'istaurarsi di un puntone funzionante a compressione nel pannello di fascia stesso.

Se una muratura è invece di tipo irregolare e mal organizzata (muratura in pietrame riscontrabile in edifici esistenti), il materiale tende ad avere un comportamento pressoché isotropo, e quindi in linea di principio il pannello fascia potrebbe essere trattato come un maschio ruotato di 90°.

4.9 - CRITERI DI RESISTENZA PER FASCE MURARIE

Per i pannelli fascia si possono riscontrare le stesse modalità di crisi che caratterizzano i pannelli maschio:

- rottura a pressoflessione;
- rottura a taglio trazione;
- rottura a taglio-scorrimento.

Mentre la valutazione delle resistenza a taglio non differisce molto da quella effettuata per i pannelli maschio, notevoli differenze sussistono nella determinazione della resistenza relativa alla condizione di crisi a pressoflessione.

Di seguito se ne riassumono le principali motivazioni:

- la giacitura dello sforzo normale di compressione è orizzontale; di conseguenza vengono interpellate resistenze a compressione e taglio diverse da quelle dei maschi murari, soprattutto per gli elementi lapidei artificiali, che presentano diversa resistenza a compressione in funzione della direzione in cui è diretta la sollecitazione;
- i valori degli sforzi normali (orizzontali) sono molto bassi, per cui, per effetto dell'accoppiamento con i maschi murari, che determina l'insorgere di momenti flettenti, la loro eccentricità è elevata, determinando un'eccessiva parzializzazione delle sezioni e una bassissima resistenza a pressoflessione se non si considera l'interazione con elementi resistenti a trazione, quali armature, piattabande o cordoli in c.a.;
- non trova riscontro il comportamento emisimmetrico che caratterizza i maschi murari se vincolati da fasce di piano flessionalmente rigide. Se per i pannelli maschio era possibile la verifica in una delle due sezioni di base, dato che si poteva ipotizzare che l'eccentricità inferiore era maggiore o tutt'al più uguale a quella superiore (si era posta l'ipotesi di $e_{inf} \geq e_{sup}$ che permetteva la verifica su di una sola base, quella inferiore), nei pannelli fascia bisognerebbe considerare le possibili combinazioni dei segni che le eccentricità possono assumere sulla sezione di sinistra e su quella di destra ed effettuare le verifiche a pressoflessione in entrambe le sezioni di estremità;

Per la modellazione di pannelli fascia, inoltre, si riscontra il problema di valutare correttamente nella risposta l'interazione degli elementi in muratura delle fasce con eventuali cordoli in c.a. o con armature o catene. Per la valutazione di tali interazioni occorrerebbero ulteriori sperimentazioni. Ad esempio per quel che riguarda i meccanismi di rottura delle fasce, in alcune analisi di pareti murarie (*Progetto Catania, Magenes 2001*) si è ipotizzato che le fasce potessero rompersi solo per taglio. Questa ipotesi sembra ragionevole nel caso in cui vi sia la presenza di cordoli in c.a. in

prossimità delle fasce, in quanto una eventuale fessurazione per flessione delle fasce è contrastata dalla rigidità assiale dei cordoli.

La normativa vigente, pur facendo cenno dei pannelli fascia, propone per essi verifiche molto semplificate. Per la determinazione della resistenza degli elementi fascia muraria non armata in edifici di nuova progettazione si fa riferimento quanto prescritto dall'attuale normativa (OPCM 3431 e NTC 2008): essa prescrive che la verifica delle travi di accoppiamento, in presenza di azione assiale orizzontale nota, sia effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. E' da notare che nei modelli di calcolo tridimensionali se si pone l'ipotesi di impalcato rigido, la forza assiale agente nelle fasce non è nota perché i vari nodi saranno costretti a muoversi rigidamente nel piano senza interpellare le rigidità assiali delle fasce e quindi senza conoscere il reale sforzo assiale agente in ognuna di esse. Qualora, invece, l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo, ma siano presenti in corrispondenza delle travi in muratura elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene o cordoli in c.a.), la normativa propone di valutare le resistenze a pressoflessione ed a taglio in base alle relazioni seguenti:

- per la resistenza a pressoflessione:

$$M_u = \frac{H_p \cdot h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{k \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

in cui:

h è l'altezza della sezione della fascia;

t è lo spessore della sezione della fascia;

k è il coefficiente che permette di considerare un diagramma di tensioni rettangolare e si pone pari a $k=0,85$;

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4f_{hd} \cdot h \cdot t$, essendo f_{hd} la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale nel piano della parete; in caso di analisi statica non lineare, la normativa indica che f_{hd} può essere assunto pari al valore medio $f_{hm}=f_{hk}/0,7$.

Tale valore di M_u è stato calcolato ipotizzando un modello resistente nel quale la capacità di accoppiamento della fascia è correlata alla formazione di un unico puntone diagonale diretto nel verso delle forze orizzontali agenti: tale schema resistente è quindi

funzione della resistenza a compressione nel puntone diagonale nella muratura, e della resistenza a trazione di un elemento orizzontale (cordolo, piattabanda, armatura) che deve essere necessariamente presente per assorbire uno sforzo assiale di trazione pari alla componente orizzontale dello sforzo di compressione agente nel puntone inclinato. Imponendo l'equilibrio alla rotazione del pannello fascia, trascurando la presenza dello sforzo assiale e dei carichi verticali agenti nel pannello fascia (peso proprio e scarico del solaio) si ricava che il taglio massimo a pressoflessione alle due estremità è pari a:

$$V_p = \frac{2M_u}{l} = H_p \frac{h}{l} \left(1 - \frac{H_p}{0.85f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

- per la resistenza a taglio la normativa pone:

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

in cui f_{vd0} è la resistenza a taglio puro di calcolo.

La normativa quindi pone come valore di resistenza a taglio quello ricavato nell'ipotesi di rottura a taglio per scorrimento, legata al solo valore della coesione (f_{vd0}), non considerando l'eventuale presenza di carichi verticali sui letti di malta orizzontali dovuti allo scarico del solaio e al peso proprio della fascia. Tale condizione risulta essere cautelativa dato che, nella realtà, il peso proprio e l'eventuale scarico del solaio comportano, in corrispondenza delle fasce, l'instaurarsi di uno schema ad arco e la nascita di uno sforzo di compressione che si oppone in parte allo scorrimento lungo i giunti orizzontali. Inoltre le fasce di piano degli edifici storici presentano spesso disposizione dei conci, allineati lungo i giunti verticali e sfalsati orizzontalmente, a formare apparecchiature murarie che realizzano piattabande ad arco ribassato. Questo tipo di tessitura rappresenta sicuramente un ulteriore elemento che ostacola l'instaurarsi di meccanismi di scorrimento lungo i piani orizzontali, consentendo all'elemento fascia di piano di sopportare sicuramente una forza di taglio maggiore.

La normativa (OPCM 3431 e NTC 2008) sembrerebbe non prendere in considerazione la formulazione della resistenza relativa alla formazione di fessurazioni diagonali (formula di *Turnsek-Cacovic*). Dalle prime prove sperimentali sulle fasce murarie effettuate nel programma di ricerca indicato in precedenza si è ricavato che tale formulazione descrive abbastanza bene i risultati sperimentali. Quindi si avrebbe l'ulteriore valore di resistenza a taglio che come per i pannelli maschio sarebbe pari a:

$$V_t = t \cdot h \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 - \frac{\sigma_n}{f_{td}}} = t \cdot h \cdot f_{vd0} \sqrt{1 - \frac{\sigma_n}{b \cdot f_{vd0}}}$$

D'altro canto ricordiamo che i valori della resistenza proposti dalla normativa sono riferiti alla condizione in cui non sia noto dal modello lo sforzo normale agente nelle fasce: in tale condizione la tensione media $\sigma_n = N/h \cdot t$ sarebbe nulla e la formula di Turnsek-Cacovic si ridurrebbe a quella data dalla normativa per la resistenza a taglio.

Occorrerebbe valutare come si è fatto per i maschi, quale tipo di resistenza si attiva in funzione della snellezza h/l (altezza/lunghezza) delle fasce di piano. Dalla prime sperimentazioni si sono osservate rotture per scorrimento orizzontale per fasce snelle o medio snelle, o per trazione diagonale nelle fasce tozze (Calderoni, Cordasco, Lenza 2007), evidenziando che il meccanismo resistente a puntone, e quindi di rottura a pressoflessione, difficilmente si riesce ad attivare, instaurandosi prima i meccanismi di resistenza a taglio.

4.10 - DEFORMABILITA' DELLE FASCE MURARIE

Come per i pannelli maschi, anche per i pannelli fascia vi è la necessità di definire delle curve caratteristiche che descrivano il loro comportamento sia in campo elastico che in campo plastico.

Dalle prime prove sperimentali su le fasce di piano effettuate (Calderoni e altri 2007) si sono ottenuti i seguenti risultati:

- dalle prove monotone si evince in tutti i casi sperimentati, ognuno con una diversa snellezza h/l , un comportamento del pannello sostanzialmente lineare nella fase di carico, fino al raggiungimento della massima resistenza; all'aumentare della rotazione si ha poi un ramo decrescente piuttosto ampio, che mostra una caduta di resistenza significativa, anche del 50%, ma non brusca, unitamente ad una capacità di mantenere una certa resistenza residua anche per rotazioni abbastanza elevate;
- le prove cicliche hanno evidenziato un degrado abbastanza graduale, ma significativo sia della resistenza che soprattutto della rigidità; in ogni caso, comunque, esse sono ben involupate dalle corrispondenti curve monotone;

- in definitiva tutti i provini hanno evidenziato un comportamento degradante ma con una inaspettata e non trascurabile capacità di deformazione in campo plastico.

Sono riportati in figura 4.34 i diagrammi $M-\phi$ ottenuti dalla sperimentazione su diversi provini con diverso rapporto di forma H/l (in cui H è l'altezza della fascia ed l la lunghezza nella direzione dell'asse del pannello): snelli $H/l=0,50$, intermedi $H/l=0,71$, tozzi $H/l=1,07$. Le curve colorate sono state ottenute da prove cicliche imponendo valori sempre maggiori di deformazione ultima, mentre la curva nera è stata ottenuta con una prova monotona.

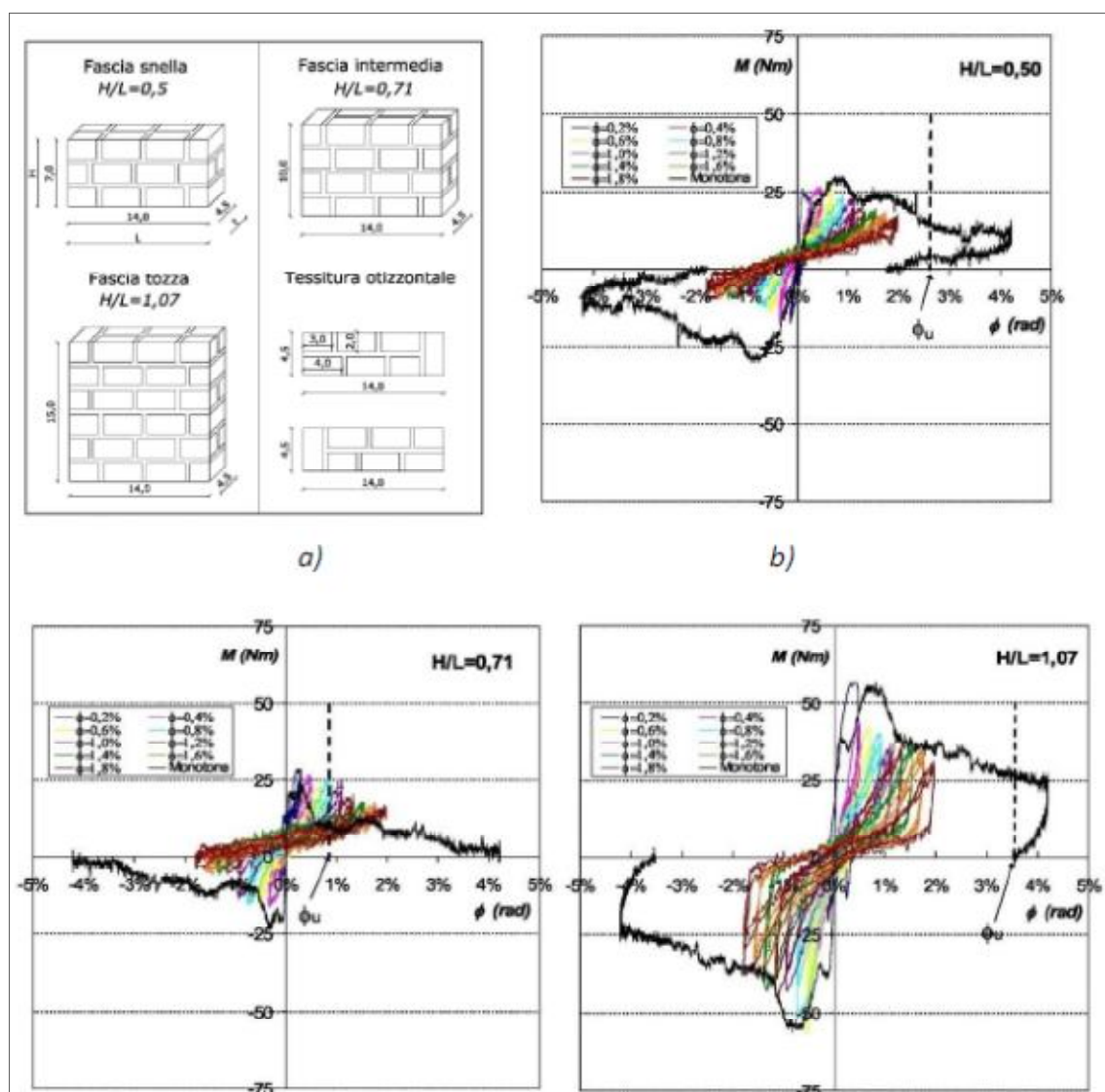


Figura 4.34: Diagramma $M-\phi$

Si trova quindi conferma di quanto detto, riscontrando inoltre che per i pannelli snelli la rottura a pressoflessione è caratterizzata come per i maschi murari da cicli di isteresi a

bassa dissipazione, mentre nel caso di pannelli tozzi la rottura a taglio, caratterizzata da cicli di isteresi ad alta dissipazione.

Tali prove confermano le analisi numeriche svolte da *Magenes* (2000) che hanno simulato con un modello agli elementi finiti la risposta delle fasce, evidenziando un comportamento sostanzialmente elastico lineare sino al raggiungimento della resistenza di picco, seguita da un significativo degrado di resistenza, pur in presenza di una resistenza residua alle grandi deformazioni. Per poter simulare tale degrado di resistenza in un procedimento di analisi numerica agli elementi finiti si procede definendo un coefficiente di danneggiamento α . Nel modello agli elementi finiti proposto da *Lagomarsino-Brencich* (1997) (figura 4.35) tale coefficiente tiene conto del degrado che si ha nei giunti di malta con criteri energetici.

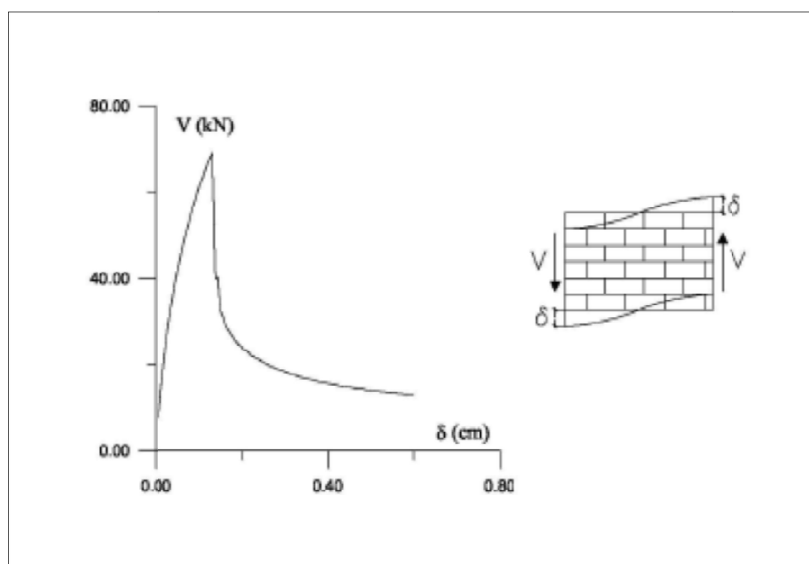


Figura 4.35: Comportamento fragile di una fascia muraria soggetta ad una prova di taglio simulata agli elementi finiti.

In base a queste considerazioni gli attuali modelli di calcolo a telaio equivalente, che tengono conto del comportamento meccanico e deformativo delle fasce, schematizzano la curva caratteristica delle fasce con un ramo elastico lineare fino al raggiungimento della resistenza a taglio V_u , raggiunta la quale si ha un campo perfettamente plastico a taglio costante, a cui segue, una volta superato un valore limite di deformazione angolare a taglio γ_1 , un degrado della resistenza ad un valore αV_u , in cui α è detto coefficiente di danneggiamento; a tale degrado segue l'annullamento del taglio resistente, per deformazioni angolari superiori al limite γ_2 .

I valori di α , γ_1 , γ_2 possono essere assegnati opportunamente consentendo di modellare comportamenti di tipo elasto-fragile, ottenibili ad esempio facendo coincidere γ_1 con il limite elastico, oppure di tipo elasto-perfettamente plastico (simile quindi al comportamento degli elementi maschio), ponendo $\alpha = 1$. La scelta di tali valori va effettuata in modo da ottenere una migliore modellazione del comportamento previsto per le travi in muratura.

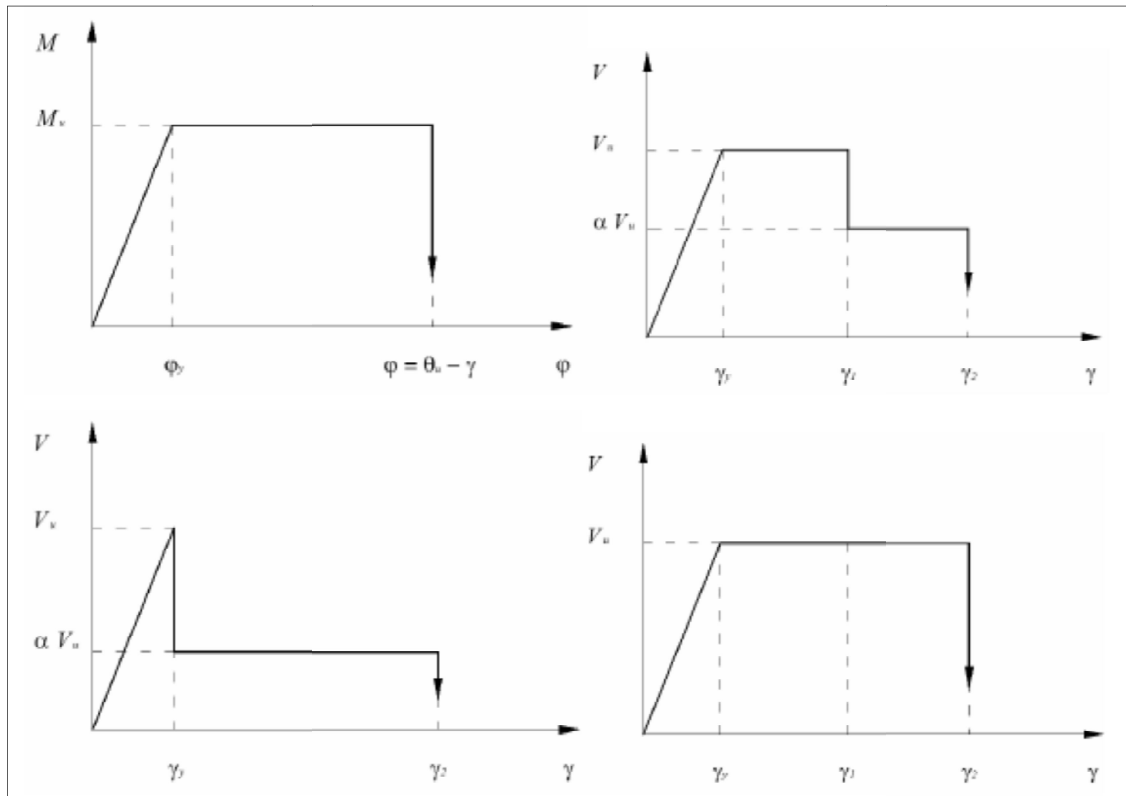


Figura 4.36: Diagrammi costitutivi per le diverse ipotesi di comportamento a) comp. elastofragile; b) Comp. elastico perfettamente plastico.

4.11 - L'analisi modale

Un sistema materiale in moto si dice ad un grado di libertà, quando la sua configurazione è determinata in ogni istante da un solo parametro variabile nel tempo (ad esempio la posizione di un corpo vincolato ad una molla e libero di muoversi soltanto lungo una direzione), come in figura 4.37a è determinata dalla conoscenza della distanza $\eta(t)$. Un sistema si dice a due gradi di libertà quando la sua configurazione è determinata da due parametri indipendenti, ad esempio nel caso di due corpi vincolati a due molle consecutive, ognuno di essi può in un istante qualunque assumere una

posizione indipendente da quella dell'altra, come in fig 4.37b; per cui in questo caso occorrono due parametri $\eta_1(t)$ ed $\eta_2(t)$ per determinare la configurazione istantanea.

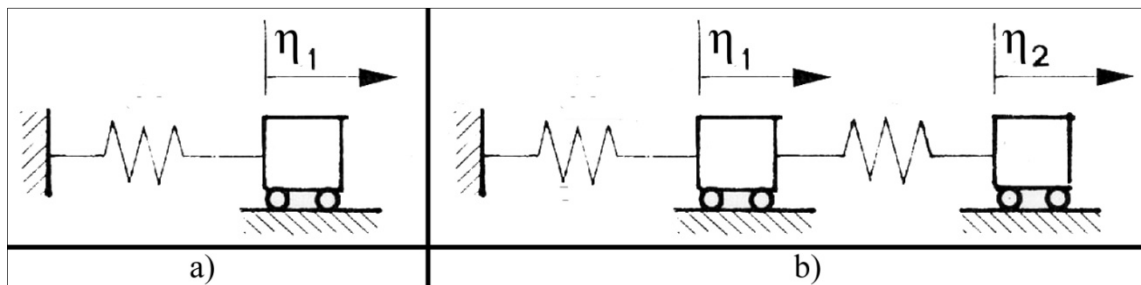


Figura 4.37: Schematizzazione di un sistema ad un g.d.l. a); Sistema a due g.d.l. b).

Analogamente si hanno sistemi con tre, quattro o n gradi di libertà, essendo n un numero intero finito.

Nei sistemi ad un grado di libertà è possibile un solo modo di vibrare, l'ampiezza può variare. I sistemi ad n gradi di libertà quindi possono vibrare in n modi diversi. Analizziamo ora un sistema ad un grado di libertà, sottolineando che è possibile ricondurre lo studio di sistemi ad n g.d.l., una volta individuati i modi principali, all'oscillatore semplice. In figura 4.38 è rappresentata la schematizzazione del modello idealizzato di un sistema oscillante ad un solo g.d.l., privo di smorzamento. La massa M , che si suppone indeformabile può solo traslare in direzione dell'asse η ; la molla, di rigidità K (che deriva dalla rigidità della struttura), è pensata priva di massa; la coordinata η definisce la posizione della massa rispetto a quella di equilibrio statico.

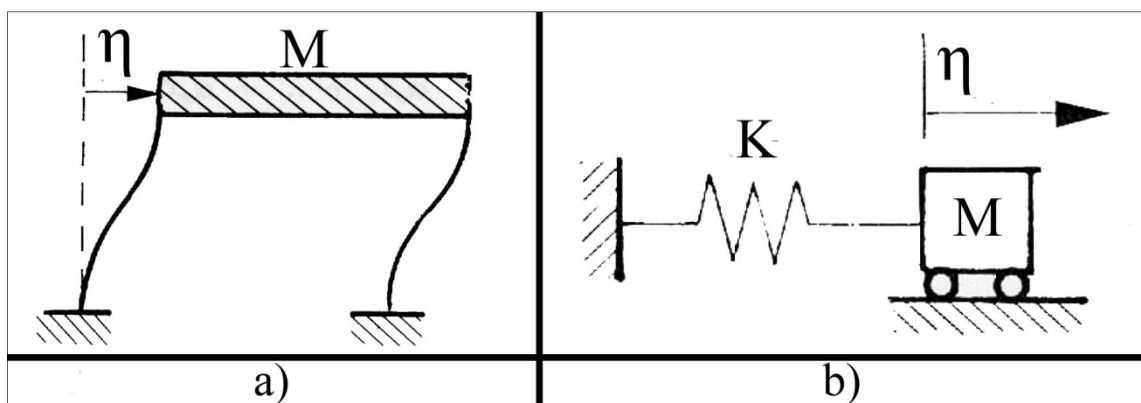


Figura 4.38: Schematizzazione di un sistema ad un g.d.l.

Isolata la massa, possiamo scrivere l'equazione del moto, secondo l'equazione fondamentale della dinamica (II principio di Newton): $M \cdot \ddot{\eta} = \mathcal{F}$ risultante delle forze esterne agenti sulla massa. Pertanto l'equazione del moto sarà: $M\ddot{\eta} = F(t) - k\eta$.

In alternativa per scrivere l'equazione del moto ci si avvale del principio di D'Alambert, secondo il quale, il problema viene ricondotto a quello dell'equilibrio statico della massa soggetta alle forze indicate in fig. si ottiene quindi: $F(t) - k\eta - M\ddot{\eta} = 0$

Per i sistemi ad un g.d.l. soggetti a vibrazioni forzate, in presenza di perturbazioni iniziali ed in assenza di smorzamento, l'equazione differenziale del moto si può scrivere nella forma: $\ddot{\eta} + \frac{k}{M}\eta = \frac{F(t)}{M}$ la cui soluzione sarà sinteticamente espressa per sovrapposizione degli effetti nella forma: $\eta = \eta' + \eta''$ in cui η' rappresenta il problema alle sole vibrazioni libere ed η'' quello relativo alle forze eccitatrici, queste saranno individuate dalle seguenti relazioni:

$$\eta' \begin{cases} \ddot{\eta} + \frac{k}{M}\eta = 0 \\ \eta(0) = \eta_0 ; \dot{\eta}(0) = \dot{\eta}_0 \end{cases} \quad \eta' = \frac{\dot{\eta}_0}{\omega} \sin \omega t + \eta_0 \cos \omega t$$

$$\eta'' \begin{cases} \ddot{\eta} + \frac{k}{M}\eta = \frac{F(t)}{M} \\ \eta(0) = 0 ; \dot{\eta}(0) = 0 \end{cases} \quad \eta'' = \frac{F}{k} (1 - \cos \omega t)$$

Il moto appena discusso è completamente ripetibile, se come supposto il sistema non presenta smorzamento, ed è completamente definito dall'ampiezza (c) (massimo spostamento della massa dalla posizione di equilibrio) e dal periodo naturale T_0 (tempo richiesto perché il corpo compia un ciclo).

La figura 4.39 illustra un generico telaio a più g.d.l. i cui vincoli siano sottoposti ad improvvisi movimenti caratterizzati dallo spostamento $\eta(t)$, dalla velocità $\dot{\eta}(t)$ e dall'accelerazione $\ddot{\eta}(t)$. Indichiamo con $x_j = x_i(t)$ gli spostamenti dei traversi rispetto al vincolo di base e di conseguenza le forze che agendo staticamente provocherebbero i suddetti spostamenti $F_i = \sum_{j=1}^n k_{ij}x_j$.

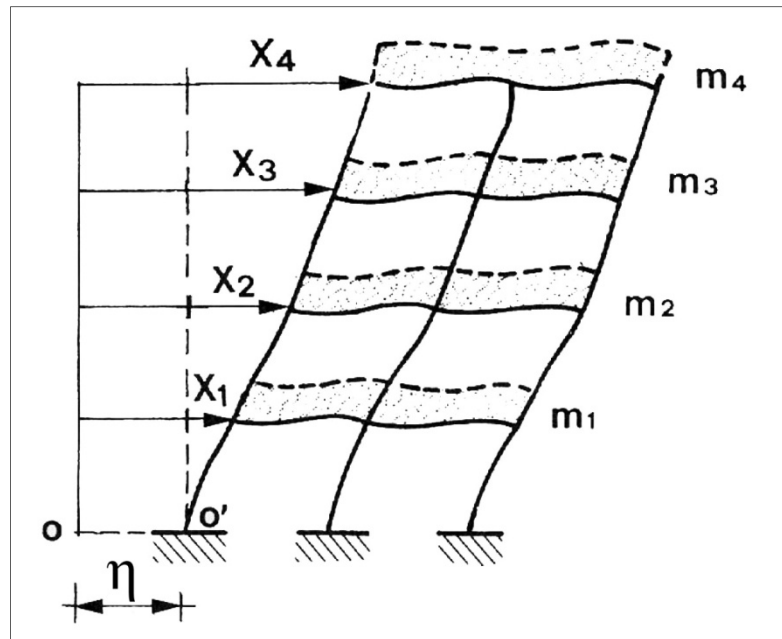


Figura 4.39: Schematizzazione di un sistema a 4 g.d.l. con forzante applicata al piede.

Le reazioni di inerzia conseguenti agli spostamenti globali dei traversi assumono la seguente forma: $P_i = m_i(x_i + \ddot{\eta})$; per cui le equazioni del moto ($P_i + F_i = 0$) possono scriversi nella forma seguente:

$$m_i \ddot{x}_i + \sum_{j=1}^n k_{ij} x_j = -m_i \ddot{\eta}$$

Posto di conoscere i modi di oscillazione principali del sistema, lo studio del moto conseguente all'eccitazione del vincolo può essere condotto per sovrapposizione dei modi ponendo che al generico istante t gli spostamenti relativi ad x_i siano rappresentabili nella forma seguente:

$$\begin{aligned} x_1 &= \phi_1 u_1^{(1)} + \phi_2 u_1^{(2)} + \dots + \phi_n u_1^{(n)} \\ x_2 &= \phi_1 u_2^{(1)} + \phi_2 u_2^{(2)} + \dots + \phi_n u_2^{(n)} \\ &\dots \dots \dots \\ x_n &= \phi_1 u_n^{(1)} + \phi_2 u_n^{(2)} + \dots + \phi_n u_n^{(n)} \end{aligned}$$

e come illustrato in fig. 4.40:

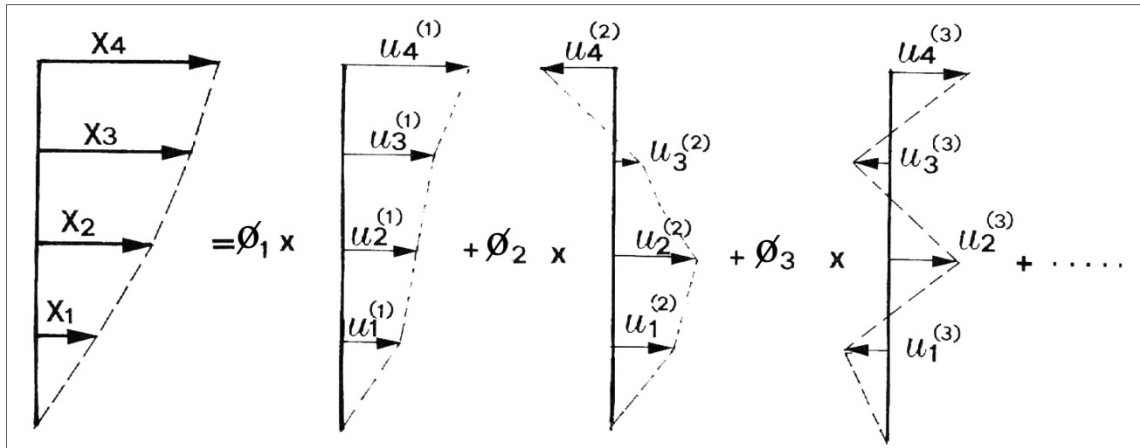


Figura 4.40: Sovrapposizione dei modi di vibrare.

le quantità Φ vengono dette coordinate principali del sistema e possono essere interpretate, istante per istante, come i coefficienti di uno sviluppo in serie della configurazione deformata della struttura in termini di modi principali.

Le equazioni precedenti possono scriversi in forma sintetica: $x_i = \sum_{r=1}^n \phi_r u_i^{(r)}$, che sostituite nelle equazioni del moto: $m_i \ddot{x}_i + \sum_{j=1}^n k_{ij} x_j = -m_i \ddot{\eta}$ danno:

$$\sum_{r=1}^n \left(\ddot{\phi}_r m_i u_i^{(r)} + \phi_r \sum_{j=1}^n k_{ij} u_j^{(r)} \right) = -m_i \ddot{\eta}$$

Moltiplicando ambo i membri per le ampiezze $u_i^{(s)}$ relative al generico modo s e sommando rispetto all'indice i si ottiene la seguente relazione:

$$\sum_{r=1}^n \left(\ddot{\phi}_r \sum_{i=1}^n m_i u_i^{(r)} u_i^{(s)} + \phi_r \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n k_{ij} u_j^{(r)} u_i^{(s)} \right) = -\ddot{\eta} \sum_{i=1}^n m_i u_i^{(s)}$$

E ricordando la proprietà di ortogonalità tra i modi principali, si deduce immediatamente che nella precedente equazione risultano diversi da zero soltanto i coefficienti che riguardano $\ddot{\phi}_s$ e ϕ_s , quindi:

$$\ddot{\phi}_s \sum_{i=1}^n m_i u_i^{(s)} u_i^{(s)} + \phi_s \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n k_{ij} u_i^{(s)} u_j^{(s)} = -\ddot{\eta} \sum_{i=1}^n m_i u_i^{(s)}$$

Dividendo tutti i termini per $\sum_{i=1}^n m_i u_i^{(s)} u_i^{(s)}$ e ricordando che il rapporto di Rayleigh è

pari a: $\frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n k_{ij} u_i^{(s)} u_j^{(s)}}{\sum_{i=1}^n m_i u_i^{(s)} u_i^{(s)}} = \omega^2$ si può scrivere la forma definitiva:

$$\ddot{\phi}_s + \phi_s \omega_s^2 = g_s \ddot{\eta}$$

Dove si è posto $g_s = \frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^{(s)}}{\sum_{i=1}^n m_i u_i^{(s)} u_i^{(s)}}$

g_s viene definito come coefficiente di partecipazione modale delle masse al modo di oscillazione avente indice s . lo studio delle oscillazioni forzate del sistema in termini di coordinate principali φ_s riconduce tale problema alla sovrapposizione delle oscillazioni in n oscillatori semplici ciascuno soggetto alla frazione g_s dell'eccitazione al piede.

Resta evidente che note le coordinate principali Φ_i in ogni istante possono essere calcolati gli spostamenti x_i e risultano valutabili quindi tutti gli effetti legati linearmente agli spostamenti.

4.12 - IL METODO 3MURI

A seguito delle considerazioni sui criteri di rottura e sulla deformabilità, è stato sviluppato il modello di calcolo secondo l'ipotesi di telaio equivalente, basato sulla formulazione non lineare di macroelementi rappresentativi delle caratteristiche dei pannelli in muratura (figura 4.41).

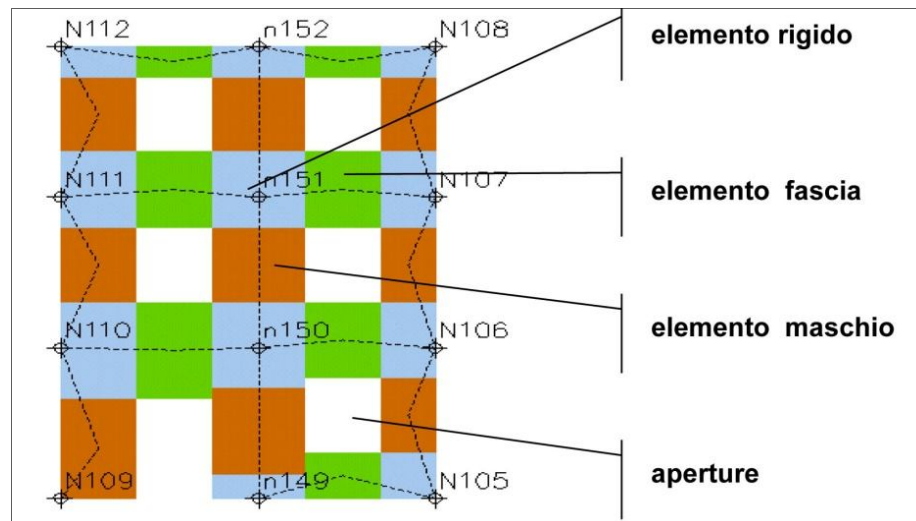


Figura 4.41: Schematizzazione a telaio equivalente TREMURI.

Come indicato in figura si individuano tre tipi di elementi: elementi fascia, posti sopra le aperture, elementi maschi posti a fianco delle aperture ed elementi rigidi, compresi tra gli altri elementi e che in genere non confina con aperture. Di seguito si riporta la trattazione matematica del macroelemento implementato in 3Muri. La costruzione di un macroelemento, rappresentativo di un intero pannello murario, deve permettere la

formulazione di equazioni d'equilibrio che coinvolgano un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie.

Si consideri un pannello di larghezza b e spessore s costituito di tre parti: la deformabilità assiale sia concentrata nei due elementi di estremità (1) e (3) di spessore infinitesimo Δ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, e la deformabilità tangenziale sia situata nel corpo centrale (2) di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico completo per il macroelemento deve, quindi, contemplare i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia 1 e 3.

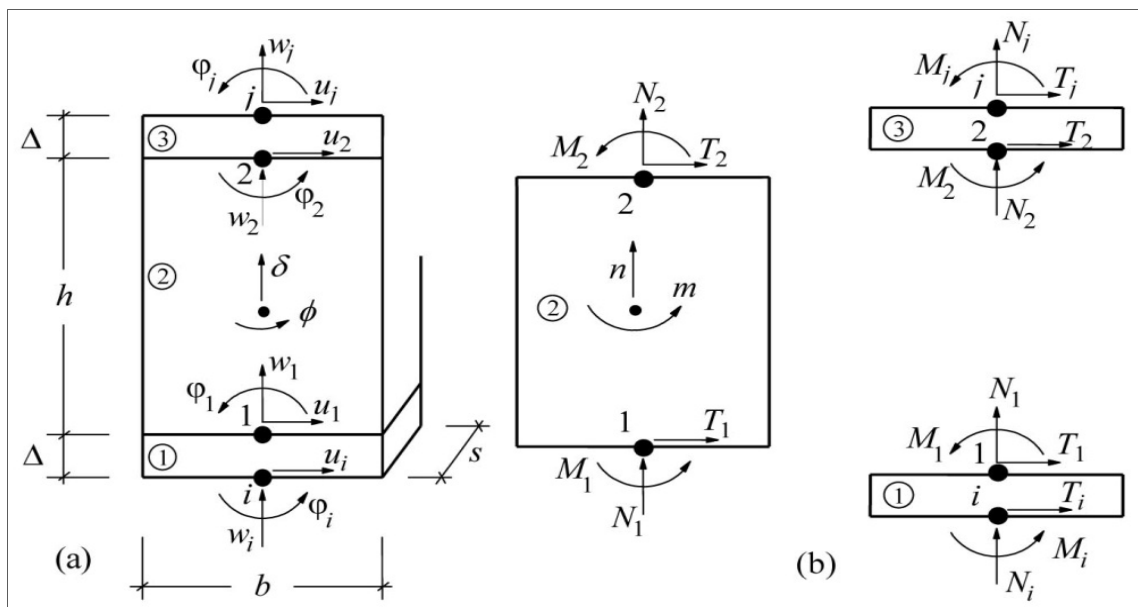


Figura 4.42: Modello cinematico del macroelemento.

Le ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare la cinematica del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza all'interno delle singole sottostrutture (1), (2) e (3). Avendo indicato con w gli spostamenti assiali, con u quelli trasversali e con φ le rotazioni, si può affermare che $u_1 = u_i$; $u_2 = u_j$ (infatti i corpi (1) e (3) hanno rigidità tagliente infinita e spessore Δ tendente a zero) e $w_1 = w_2 = \delta$; $\varphi_1 = \varphi_2 = \Phi$ (il corpo centrale è assialmente e flessionalmente rigido e δ , Φ rappresentano rispettivamente lo spostamento assiale e la rotazione).

Dal punto di vista cinematico il modello è quindi descritto da otto gradi di libertà: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità (u_i , w_i , φ_i , u_j , w_j , φ_j) e le due componenti del macroelemento (δ e Φ). Il meccanismo di ribaltamento del pannello,

favorito dall'assenza di una significativa resistenza a trazione del materiale, viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico monolatero nelle interfacce (1) e (3), mentre il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nel modulo centrale (2) (si assume $t_i = t_j$).

$$\begin{pmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{(1+\psi)l^3} & 0 & \frac{6EJ}{(1+\psi)l^2} & -\frac{12EJ}{(1+\psi)l^3} & 0 & \frac{6EJ}{(1+\psi)l^2} \\ 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 \\ \frac{6EJ}{(1+\psi)l^2} & 0 & \frac{(4+\psi)EJ}{(1+\psi)l} & -\frac{6EJ}{(1+\psi)l^2} & 0 & \frac{(2-\psi)EJ}{(1+\psi)l} \\ -\frac{12EJ}{(1+\psi)l^3} & 0 & -\frac{6EJ}{(1+\psi)l^2} & \frac{12EJ}{(1+\psi)l^3} & 0 & -\frac{6EJ}{(1+\psi)l^2} \\ 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 \\ \frac{6EJ}{(1+\psi)l^2} & 0 & \frac{(2-\psi)EJ}{(1+\psi)l} & -\frac{6EJ}{(1+\psi)l^2} & 0 & \frac{(4+\psi)EJ}{(1+\psi)l} \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} u_i \\ w_i \\ \varphi_i \\ u_j \\ w_j \\ \varphi_j \end{pmatrix}$$

Nelle due estremità dell'elemento è concentrato il comportamento a flessione: le relazioni che legano la normale di compressione N ed il momento M alle componenti di spostamento w e φ derivano direttamente dalle equazioni elastiche di legame. Fintanto che il centro di pressione risulta interno al nocciolo centrale d'inerzia non si verifica la parzializzazione della sezione di estremità del pannello e sforzo normale e momento risultano lineari in w e φ e disaccoppiate (indicando con $K = 2E/h$ la rigidità assiale per unità di superficie):

$$N = Kdtw$$

$$M = \frac{K}{12}td^3\varphi$$

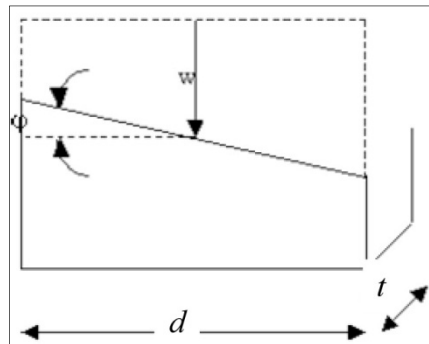


Figura 4.43: Cinematica del problema assiale elastico.

La sezione si parzializza quando la risultante delle azioni esce dal nocciolo centrale d'inerzia e, assumendo sezione rettangolare, ciò avviene se:

$$\frac{|M|}{|N|} = \frac{\frac{K}{12}td^3\varphi}{Kdtw} = \frac{\frac{K}{12}td^3|\varphi|}{Kdt|w|} = \frac{d^2|\varphi|}{12|w|} \leq \frac{d}{6}$$

Ossia in termini cinematici (essendo $w < 0$ poiché si assume che il pannello non reagisca a trazione): $\varphi \leq \frac{2w}{d}$,

questa relazione indica che se si applica un momento alla sezione, dopo aver esercitato una compressione, la rotazione φ aumenterà linearmente, a spostamento verticale w costante, finché sarà verificata la condizione sopraccitata.

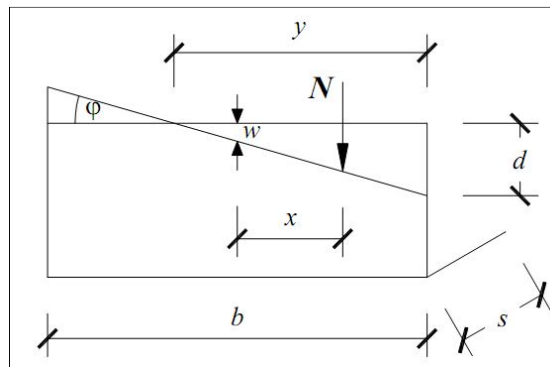


Figura 4.44: Sezione parzializzata del modello a macroelemento.

Da considerazioni geometriche, nell'ipotesi di piccoli spostamenti, si possono calcolare i contributi anelatici dovuti alla pressoflessione. Separando i contributi elastici da questi ultimi, si può riscrivere:

$$N = Ktdw - \frac{Kt}{8|\varphi|} (|\varphi|d + 2w)^2$$

$$M = \frac{K}{12}td^3|\varphi| + \frac{Kt}{24} \frac{(-|\varphi|d + w)}{\varphi|\varphi|} (|\varphi|d + 2w)^2$$

Nel caso di sezione parzializzata, normale e momento non sono più sollecitazioni disaccoppiate; si può dunque esplicitare la relazione che lega le grandezze cinematiche del problema. Esplicitando w si ha:

$$w = \frac{|\varphi|d}{2} - \sqrt{\frac{2|\varphi|N}{Kt}}$$

Se si incrementa il momento (in un sistema precedentemente compresso) prima si ha un incremento lineare di φ , poi si raggiunge la condizione limite $|\varphi| = \frac{-2w}{d}$ oltre cui valgono le ultime due relazioni, fino al limite di parzializzazione $\frac{\partial w}{\partial \varphi} = 0$, oltre,

aumentando il momento, aumenta la rotazione ma diminuisce la compressione verticale come mostrato nella seguente figura:

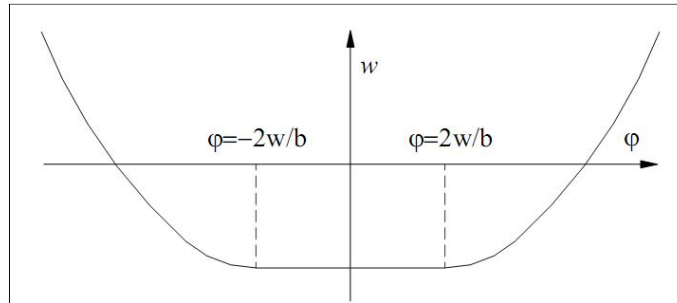


Figura 4.45: *Interazione w - ϕ .*

Oltre alla non linearità dovuta alla pressoflessione il modello di macroelemento contempla il danneggiamento per compressione (Penna 2002): si può notare come, al momento dell'entrata in campo non lineare, in un generico passo di carico, caratterizzato dal superamento del valore di spostamento $w_R = \sigma_R / K$ in una porzione della sezione di base, tale stato sia identificabile attraverso due soli parametri: ζ ($\zeta = p/d$), misura dell'estensione della porzione di sezione interessata dalla non linearità, e μ ($\mu = w_{\max} / w_R$), misura della duttilità richiesta alla fibra più esterna e, di conseguenza, del successivo degrado di rigidità (Figura 4.46).

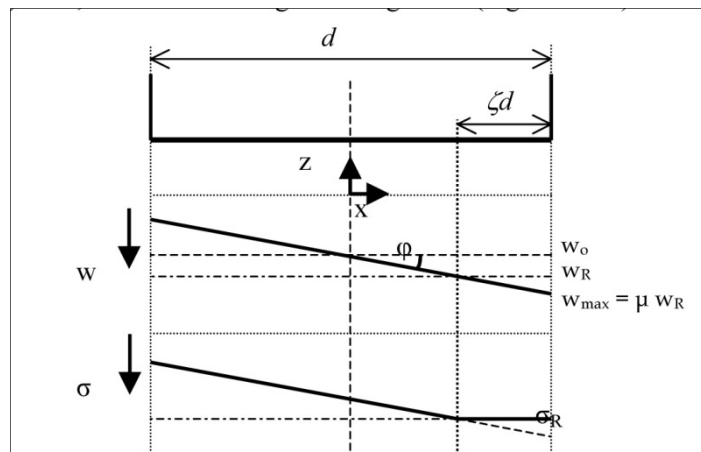


Figura 4.46: *Stato di tensione e spostamento in condizioni di non linearità a compressione.*

In un successivo passo di carico, in cui il valore w_{\max} sia minore del valore limite di w_R , si ha uno stato tensionale che dipende così, attraverso i parametri μ e ζ , dalla storia di carico precedente: le fibre, che per effetto del precedente stato di spostamento hanno avuto un'escursione in campo plastico, sono così caratterizzati da una rigidità degradata k^* funzione della duttilità:

$$K^*(x, \mu, \zeta) = \frac{K}{\frac{\mu-1}{\zeta d}x+1}; \quad x \in \left[\left(\frac{1}{2} - \zeta \right) d; \frac{d}{2} \right]$$

La tensione assiale ha, dunque, andamento lineare nella zona non interessata dalla plasticizzazione ed andamento più complesso nella zona plastica:

$$\sigma(x) = \begin{cases} K(-w_0 - \varphi x); & x \in \left[-\frac{d}{2}; \left(\frac{1}{2} - \zeta \right) d \right] \\ K(-w_0 - \varphi x) \frac{d\zeta}{(\mu-1)x + \zeta d} & x \in \left[\left(\frac{1}{2} - \zeta \right) d; \frac{d}{2} \right] \end{cases}$$

Si evidenzia (Penna, 2002; Resemini, 2003) tuttavia come il tratto degradato possa essere approssimato linearmente senza commettere un errore apprezzabile. Sulla base di questa formulazione e di quest'ultima osservazione è possibile definire una semplice procedura di correzione non lineare dei valori delle caratteristiche di sollecitazione ottenuti con il legame elastico non reagente a trazione. Per effetto della diversa distribuzione delle tensioni nei due casi, è possibile ottenere il valore dello sforzo normale di compressione ponendo: $N = N^{el} - N^*$

dove N^{el} è lo sforzo normale calcolato col legame elastico, mentre N^* risulta:

$$N^*(\mu, \zeta, w_{max}) = K \frac{\mu-1}{\mu} \zeta d t w_{max}$$

Analogamente la correzione non lineare del momento flettente si ottiene dalla:

$$M = M^{el} - M^*$$

in cui M^{el} è il momento flettente calcolato col legame elastico, mentre M^* si ottiene:

$$M^*(\mu, \zeta, w_{max}) = \left(\frac{\zeta}{3} - \frac{1}{2} \right) d N^*$$

Tali correzioni sono valide sia nel caso in cui vi sia una riduzione delle tensioni per effetto del degrado, sia per una nuova condizione di superamento della soglia di resistenza. La risposta a taglio è espressa considerando una deformazione tagliante uniforme $\gamma = \frac{u_i - u_j}{h} + \phi$ nel pannello centrale (2) ed imponendo una relazione fra le grandezze cinematiche u_i , u_j e Φ , e la sollecitazione $T_i = -T_j$.

Per comprendere il funzionamento si consideri un corpo di altezza h e spessore t , incastrato alla base, soggetto ad una compressione N (la trazione del materiale non viene contemplata), ed uno spostamento u .

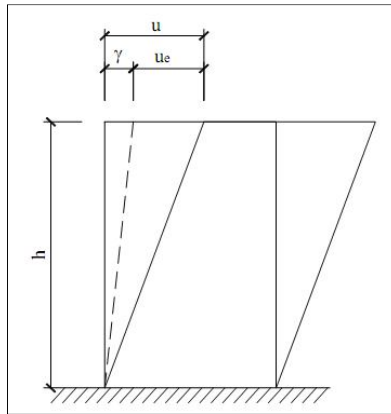


Figura 4.47: Deformazione elastica e scorrimento del pannello.

Al crescere di u il corpo si deformerà esercitando una reazione T allo spostamento descritta dalla legge elastica: $T = \frac{GA}{h}u$, raggiunta la forza massima di attrito statico μN inizierà uno scorrimento γ che si sommerà alla componente elastica u_e : $u = u_e + \gamma$. La sollecitazione di taglio T sarà somma della forza di attrito interno f e della azione coesiva T_c : $T = f + T_c$.

In Figura 4.47 sono evidenziate le grandezze $T, f, T_c, u, u_e, \gamma$ in due fasi di un ciclo di carico-scarico; si nota come oltre il limite elastico costituito dall'attrito statico si sommino il contributo di deformazione tagliante con lo scorrimento.

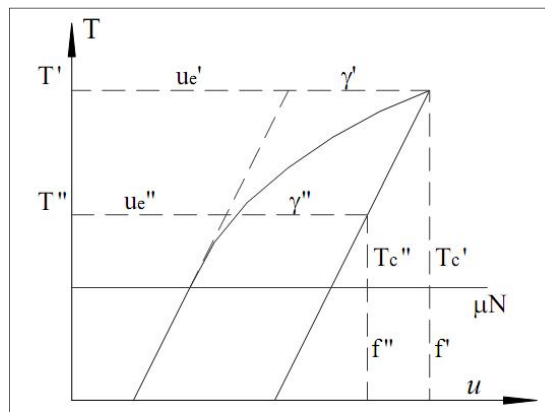


Figura 4.48: Ciclo di carico-scarico.

Per descrivere questo fenomeno si utilizzerà oltre a γ un parametro di danneggiamento α . Tale grandezza sarà nulla se il pannello non ha subito danneggiamento, crescerà al crescere del danneggiamento fino a raggiungere $\alpha = 1$ in corrispondenza della massima resistenza offerta, e crescerà ulteriormente oltre il valore unitario nel ramo di softening. La forza coesiva T_c è legata allo scorrimento γ da una relazione desunta dal modello di legame valido per materiali fragili ed integrata da:

$$\gamma = k(\alpha)T_c$$

La funzione $k(\alpha)$ di difficile formulazione è assunta nella semplice forma lineare $k(\alpha)=c\alpha$, in cui c è un parametro di deformabilità (legato al modulo di deformabilità a taglio c_t del materiale dalla relazione $c = \frac{c_t h}{A}$). Si può riscrivere γ come:

$$\gamma = c \cdot \alpha(T - f)$$

L'attrito interno $f = |T - T_c|$ deve rispettare la condizione di vincolo:

$$\Phi_s = |T - T_c| - \mu|N| = \left| \frac{GA}{h}(u - \gamma) - \frac{\gamma}{c\alpha} \right| \leq 0$$

non essendo infatti possibile che l'attrito interno superi la forza limite di attrito statico, un ulteriore spostamento provocherà un incremento dello scorrimento anelastico γ . A questo punto sono possibili due situazioni, il paramento può già essere danneggiato per effetto di storie di carico pregresse e non incrementare il proprio danneggiamento oppure lo scorrimento può innescare un'ulteriore degradazione del materiale (incremento di α). Per schematizzare questo aspetto è necessario analizzare il passo di carico dal punto di vista energetico: l'energia dissipata per effetto delle deformazioni anelastiche della materia vale:

$$Y = \frac{1}{2} \frac{\gamma^2}{c\alpha^2}$$

mentre l'energia massima dissipabile compatibilmente con lo stato di danneggiamento è descritta da una funzione di $R(\alpha)$ detta tenacità. Tale funzione assume valore nullo in corrispondenza di $\alpha=0$ (nessuna energia viene dissipata dal sistema elastico), cresce sino ad $\alpha=1$ (la dissipazione è massima in corrispondenza della resistenza di picco della materia), decresce indefinitamente oltre il valore unitario di α .

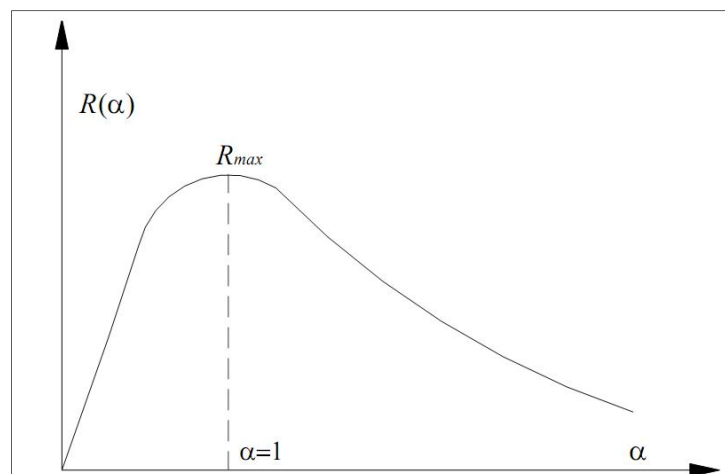


Figura 4.49: Andamento qualitativo di $R(\alpha)$.

Per la formulazione analitica di $R(\alpha)$ si è utilizzata la seguente relazione:

$$R(\alpha) = \begin{cases} R_{max}\alpha & \text{per } \alpha \leq 1 \\ R_{max}\alpha^{-\beta} & \text{per } \alpha > 1 \end{cases}$$

La resistenza di picco $R_{max}=cT_k/2$ ($T_k=\tau_kA$ è la massima azione a taglio sostenibile dal pannello in assenza di compressione) deriva da considerazioni sul dominio di rottura elaborate con il cerchio di Mohr ed integrate nel macroscopico. La relazione di vincolo energetico diviene:

$$\Phi_d = \frac{1}{2} \frac{\gamma^2}{c\alpha^2} - R(\alpha) \leq 0$$

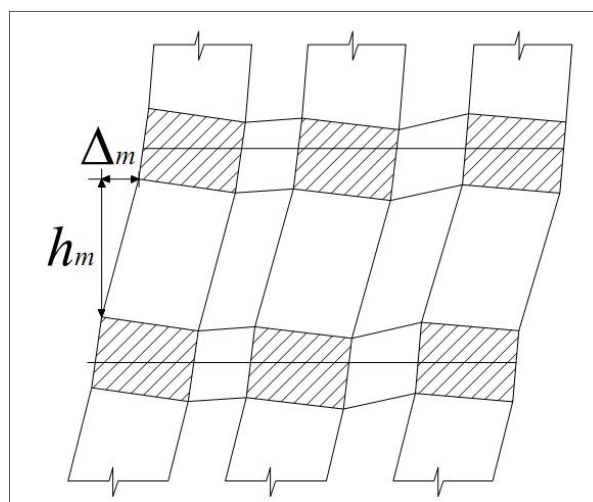
Ogni passo di carico deve rispettare contemporaneamente le condizioni di Φ_s e Φ_d .

Conoscendo l'effettiva deformazione tagliante del corpo (2) (indicando con G il modulo elastico di taglio) si può infine formulare la seguente equazione costitutiva:

$$T_i = \frac{GA}{h} (u_i - u_j + \Phi h) + T_i^*$$

$$T_i^* = -\frac{GA}{h} \frac{c\alpha}{1 + c\alpha} \left(u_i - u_j + \Phi h + \frac{h}{GA} f \right)$$

Il legame precedentemente descritto è completato mediante la caratterizzazione delle condizioni di collasso: coerentemente con l'Ordinanza 3431 (punti 8.2.2.1, 8.2.2.2. e 11.5.8.1) si è stabilito di definire deformazioni massime (*drift*) accettabili per il pannello, dovuti ai meccanismi di taglio e pressoflessione (Figura 4.49). A seguito del superamento di tali valori limite il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali.

**Figura 4.50:** Calcolo del drift.

Il computo di tale drift è effettuato considerando i contributi associati alla modalità di rottura corrispondente: considerando dunque gli spostamenti e le rotazioni corrispondenti alla porzione centrale (in cui si concentra la deformabilità a taglio):

$$\delta_{taglio} = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \varphi_e$$

ed alle porzioni di estremità (in cui si ha la pressoflessione):

$$\delta_{pressoflessione} = \frac{(\varphi_i + \varphi_j)}{2} + \varphi_e$$

Il superamento di tali limiti comporta la pressoché totale perdita di resistenza flessionale e tagliante del pannello, che conserva una sia pur ridotta rigidità assiale (diviene pertanto una biella). In definitiva la caratterizzazione meccanica del macroelemento è compiuta attraverso la definizione delle seguenti grandezze:

- Il modulo elastico di Young E, quello a taglio G, il parametro c associato alla deformabilità anelastica a taglio per quanto riguarda l'aspetto della deformabilità;
- il parametro coesivo Tc e il coefficiente d'attrito f atti a definire la legge di scorrimento per il meccanismo a taglio nonché il parametro di softening β associato alla corrispondente fase post picco ed infine la resistenza limite a compressione σ_R per quanto riguarda l'aspetto della resistenza.

Non tragga in inganno la natura dei parametri c e β introdotti per il macroelemento che, a differenza di quelle del legame costitutivo Calderini e Lagomarsino (2006), impiegato nelle analisi numeriche ad elementi finiti, assumono il significato di grandezze integrate a livello macroscopico dunque rappresentative per la risposta dell'intero pannello e non del comportamento micromeccanico del materiale.

4.13 - Metodologie di Analisi

Le attuali procedure di progettazione sismica prevedono due fondamentali tipi di analisi, che si distinguono, a seconda dell'approccio utilizzato, in analisi lineare e analisi non lineare. Le procedure di analisi lineare, che si dividono a loro volta in statiche o dinamiche, sono fondamentalmente basate sull'impiego di spettri di risposta per la valutare le massime forze a cui il sistema strutturale è soggetto. Queste tipologie di analisi sono più semplici e agevoli da adottare, sia in fase di implementazione di un

modello numerico che in fase di verifica, poiché forze e spostamenti vengono valutati in regime elastico-lineare ed eventualmente corretti mediante coefficienti che tengono conto in modo approssimato degli effetti di non linearità presenti. Lo schema strutturale viene infatti ricondotto ad un oscillatore semplice ad un solo grado di libertà, il cui moto è determinato da un'unica grandezza fisica, il periodo proprio. Nell'approccio non lineare invece è possibile considerare in maniera diretta il comportamento appunto non lineare degli elementi strutturali, dipendente sia dalla non linearità dei materiali costituenti, sia dalla non linearità geometrica. Questo tipo di analisi risulta più accurata, ma presenta una più elevata complessità concettuale ed operativa, dovuta alla caratterizzazione e modellazione più "realistica" della struttura e delle azioni sismiche a cui è soggetta che comportano un maggiore onere computazionale.

La N.T.C. 2008 prevede e suddivide le due metodologie appena descritte, in ulteriori due categorie per ognuna di queste, a seconda che l'equilibrio venga tratto staticamente o dinamicamente. La normativa italiana quindi definisce quattro tipologie di analisi:

- **Analisi Statica Lineare:** consiste in un approccio di analisi semplificata, basata sull'ipotesi che la risposta della struttura sia dominata dal primo modo di vibrare;
- **Analisi Dinamica Lineare:** è la metodologia convenzionalmente adottata dai vari codici normativi come metodo "normale" e considera la risposta strutturale come combinazione dei modi di vibrare significativi, e prevede l'utilizzo dello spettro di progetto elastico con fattore di struttura unitario per i sistemi non dissipativi, mentre prescrive l'utilizzo dello spettro elastico ridotto con fattore di struttura opportunamente valutato ($q = q_0 \cdot k_r$) per i sistemi dissipativi.
- **Analisi Statica Non lineare:** consente di valutare la massima deformazione in campo anelastico, mediante l'applicazione di un sistema di forze monotonamente crescenti alla struttura e incrementate sino alla condizione di collasso, indicata anche come analisi push-over;
- **Analisi Dinamica Non lineare:** questo tipo di analisi fornisce la risposta temporale (ad ogni istante) della struttura soggetta ad una storia di accelerazioni data in input (time-history).

Si evidenzia che la scelta di un metodo, piuttosto che di un altro, è vincolata da alcuni requisiti strutturali indicati dalla norma come regolarità in pianta e regolarità in

elevazione. È evidente che più sussistono i requisiti di semplicità e regolarità, sia in pianta che in elevazione, tanto più sono consentite modellazioni semplificate e ovviamente più agevoli dal punto di vista computazionale. Si osserva comunque che le norme prescrivono il livello prestazionale a seconda della tipologia di opera, ma è discrezione del progettista l'utilizzo di metodi di analisi più sofisticati (non lineari), atti ad assicurare il livello prestazionale indicato.

4.13.1 - L'ANALISI STATICA NON LINEARE

Questa tipologia di analisi consiste nell'applicare alla struttura in esame i carichi gravitazionali e, per la direzione dell'azione sismica (due orizzontali ed una verticale), un sistema di forze distribuite, ad ogni livello della struttura, proporzionalmente alle forze di inerzia aventi come risultante F_b (taglio alla base). Tali forze vengono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, in relazione allo spostamento orizzontale risultante d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo impalcato della struttura (esclusi eventuali torrini).

Il diagramma $F_b - d_c$ descrive la curva di capacità della struttura. Questo tipo di analisi va utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (GRUPPO 1):

- Valutare i rapporti di sovra resistenza α_u/α_1 ;
- Verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- Metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- Come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Vanno sempre considerate almeno due distribuzioni di forze di inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (GRUPPO 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (GRUPPO 2).

GRUPPO 1 – distribuzioni principali:

- Distribuzione proporzionale alle forze statiche equivalenti F_h (applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata presenta una

partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come la 2a);

- Corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionali 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%;
- 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 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.

Questa analisi inoltre richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (oscillatore semplice).

Capitolo 5

LE STRATEGIE DI INTERVENTO PER IL MIGLIORAMENTO DELLA RESISTENZA SISMICA DEL CORPO DI FABBRICA

5.1 Introduzione

L'analisi e la valutazione della risposta sismica eseguiti sul corpo di fabbrica sono fondamentali per una quantificazione quali – quantitativa sia del rischio sismico potenziale che del grado di vulnerabilità sismica proprio del manufatto oggetto di studio e, genericamente, delle più diffuse tipologie di manufatti tutelati.

Definiti tali elementi, l'adeguamento o il miglioramento sismico del complesso architettonico rappresentano l'obiettivo principale da raggiungere. Il miglioramento della resistenza sismica globale è ottenuto attraverso opportuni interventi o combinazioni di interventi, che, se non adeguatamente progettati, possono compromettere il funzionamento statico dell'intera struttura, danneggiandola irrimediabilmente.

Diviene, quindi, fondamentale una corretta pianificazione delle strategie di intervento, che devono essere il più possibile coerenti sia con il “Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio” sia con le Norme Tecniche per le Costruzioni contenute nel D.M. del 14 gennaio 2008 e relativa circolare esplicativa.

Gli interventi appartenenti a ciascuna combinazione dovranno rispettare gli elementi strutturali esistenti da un punto di vista materico – costruttivo, considerare le trasformazioni subite dalla fabbrica nel corso della propria storia evolutiva, essere il più possibile reversibili e duraturi nel tempo, favorire il comportamento scatolare della struttura, fondamentale per una corretta risposta della stessa nei confronti dell'azione dinamica attesa nel sito oggetto di studio, incrementare la resistenza nel piano della muratura, evitando il più possibile l'innescarsi di meccanismi di rottura fragili al di fuori del piano.

Di seguito saranno approfondite le principali tecniche di recupero antisismico, la cui corretta esecuzione è fondamentale per la riduzione della vulnerabilità sismica del manufatto e conseguente per il miglioramento del comportamento antisismico dello stesso.

5.2 Le scelte strategiche d'intervento per la riduzione delle vulnerabilità sismica del complesso architettonico

Allo scopo di perseguire la conservazione del complesso architettonico assume particolare importanza la valutazione degli interventi potenzialmente eseguibili sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica. Il raggiungimento di uno specifico livello di conoscenza (LC) e la conseguente determinazione del relativo livello di valutazione (LV) sono passi fondamentali per la definizione della corretta strategia e tecnica d'intervento, più o meno urgente, da attuare per poter conseguire un sostanziale incremento della resistenza sismica della struttura.

L'obiettivo fondamentale da perseguire è duplice: da un lato è fondamentale garantire la conservazione materica e dall'altro non compromettere l'originario funzionamento strutturale proprio del complesso architettonico, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene.

Gli interventi, rivolti a singole parti del manufatto, contenuti il più possibile per estensione e numero, dovranno evitare di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi, valutandone la messa in opera nel quadro di una visione complessiva del manufatto e considerando gli effetti della variazione di rigidità e resistenza degli elementi.

Lo scopo del progetto degli interventi è di garantire la conservazione dell'architettura in tutte le sue declinazioni, in particolare valutando l'eventuale interferenza con gli apparati decorativi e subordinando la realizzazione dell'intervento agli eventuali benefici da esso arrecati e all'impatto che lo stesso potrebbe avere in relazione all'intero corpo di fabbrica.

Come da non normativa vanno, inoltre, evitate tutte le opere di demolizione - sostituzione e di demolizione - ricostruzione, operando con interventi che si integrino con la struttura esistente senza trasformarla radicalmente, derogando a tale *modus operandi* solo in situazioni di emergenza.

La scelta degli interventi è strettamente legata da un lato ad una corretta valutazione della sicurezza, che dovrà essere garantita prima, dopo e durante il verificarsi dell'evento sismico, e dall'altro ad un corretto e completo quadro gnoseologico della struttura, fondamentale per l'elaborazione di una corretta combinazione di interventi, proporzionando l'intervento affinché produca il minimo impatto sul manufatto storico.

Molto spesso anche la semplice manutenzione dell'edificio, eseguita a intervalli di tempo regolari e in modo appropriato, garantisce la prevenzione dei danni sismici, evitando l'esecuzione di interventi fortemente trasformativi.

Subordinando la scelta delle più appropriate tecniche di intervento al caso oggetto di valutazione, in ordine generale sono da preferirsi quelle meno invasive e che rispettano maggiormente il corpo di fabbrica, i criteri di conservazione adottati e i requisiti di sicurezza e di durabilità da perseguire nel periodo di riferimento adottato di 50 anni, privilegiando gli interventi meno invasivi, in grado di trasformare in modo non permanente la fabbrica storica, ed i materiali tecnologicamente innovativi, individuati in relazione a criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica.

Gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto, rispettando sia gli elementi strutturali danneggiati, quando possibile, riparandoli piuttosto che sostituendoli, che le deformazioni ed alterazioni, testimonianza del passato, conservandole ed eventualmente limitandone gli effetti negativi legati alla sicurezza del corpo di fabbrica.

Al fine di garantire l'efficacia degli interventi è fondamentale il controllo della fase esecutiva in modo da evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi.

La strategia di intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- **rinforzo di parte o di tutti gli elementi resistenti**, al fine di aumentarne selettivamente la resistenza, la rigidezza, la duttilità o una combinazione di esse (ponendo sempre estrema attenzione alle modifiche indotte allo schema strutturale);

- **inserimento di nuovi elementi**, compatibili con quelli esistenti, al fine di eliminare la vulnerabilità locale di alcune parti della costruzione e migliorare il funzionamento complessivo in termini di resistenza o duttilità;
- **introduzione di una protezione passiva**, mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base (considerando accuratamente tutte le possibili ricadute sulla conservazione, ed in particolare la presenza di substrati archeologici);
- **riduzione delle masse**;
- **limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio**.

In generale gli interventi differiscono per:

- **Estensione**: Interventi limitati ad alcuni elementi; interventi estesi a tutta la struttura;
- **Comportamento statico** (e dinamico) accertato e conseguito: Interventi che non modificano l'attuale comportamento statico; Interventi che pur modificando l'attuale comportamento statico, sono coerenti con il funzionamento della tipologia strutturale; Interventi che modificano l'originale comportamento statico;
- **Invasività e reversibilità**: invasivo è l'intervento teso alla modifica permanente degli elementi resistenti, che si contrappone all'intervento reversibile, il quale integra gli elementi resistenti e/o condiziona le sollecitazioni senza trasformare in modo permanente la struttura originale;
- **Stato di coazione fornito**: Interventi passivi, che non forniscono uno stato di coazione agli elementi originali; Interventi attivi, che introducono stati di sollecitazione attraverso azioni autoequilibrate.
- **Integrità architettonica**: intervento in grado di conservare non solo la qualità materica costruttiva del manufatto, ma anche la tipologia ed il suo aspetto
- **Durabilità e compatibilità materiale**: Intervento durabile nel tempo, anche in rapporto alle caratteristiche chimico fisiche della materia storica.

Ovviamente la scelta dell'intervento o dell'eventuale combinazione di interventi è subordinata ad una oculata analisi del rapporto costi – benefici perseguibili.

5.3 Interventi di riduzione delle carenze dei collegamenti

Gli interventi racchiusi nella seguente tipologia sono mirati ad assicurare al corpo di fabbrica un soddisfacente comportamento d'assieme, comportamento scatolare, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti, verificando che non vi siano spinte eccessive prodotte dalle strutture portanti voltate o che eventualmente esse siano efficacemente contrastate e, qualora fosse presente, modificando un non corretto funzionamento dei tetti spingenti.

Garantire un comportamento il più possibile scatolare, attraverso la realizzazione di un idoneo ammorsamento tra elementi verticali ed orizzontali è un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che considerano principalmente la resistenza ad azioni sismiche delle pareti nel piano.

L'inserimento di tiranti, metallici o di altri materiali, disposti nelle due direzioni principali del fabbricato, a livello dei solai ed in corrispondenza delle pareti portanti, ancorati alle murature mediante capochiave (a paletto o a piastra), favorisce un comportamento d'assieme del fabbricato, conferendo elevato grado di connessione tra le murature ortogonali e fornendo un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari, quando ciò non appaia garantito dai solai o da altre strutture.

L'utilizzo di tale tecnologia migliora il comportamento nel piano di pareti forate, favorendo l'innescarsi del meccanismo tirante - puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestra. Per il capochiave possono essere utilizzati paletti semplici (bolzoni) o piastre; ad eccezione dei casi di murature particolarmente scadenti, realizzate con elementi di piccole dimensioni, è preferibile l'uso di bolzoni, in quanto essi vanno ad interessare una porzione di muratura maggiore rispetto alle piastre.

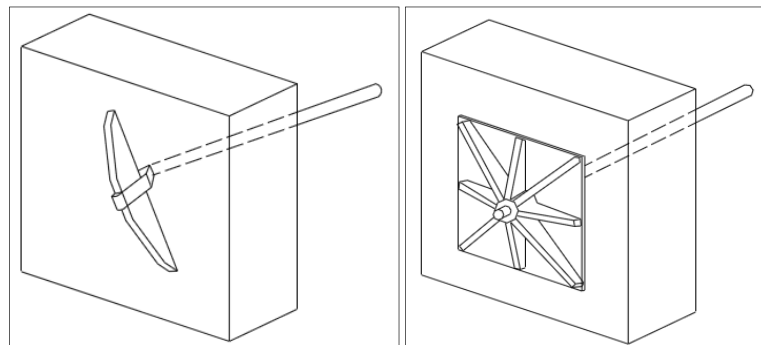


Figura 5.2: Capochiave a paletto semplice e a piastra nervata

Il dimensionamento del capochiave deve tener conto delle caratteristiche dell'elemento murario (colonna, pilastro) collegato. Spesso risulta necessario un consolidamento locale della muratura, nella zona di ancoraggio. E' sconsigliabile incassare il capochiave nello spessore della parete, specie nel caso di muratura a più paramenti scollegati, e va correttamente valutata l'adozione di ancoraggi per aderenza (mediante iniezioni di resine o malte a base cementizia nella muratura), sia per le possibili incompatibilità tra i materiali che per la difficoltà di controllare l'efficacia dell'ancoraggio. I tiranti dovranno in via generale essere disposti in posizione affiancata alle murature principali, a livello degli orizzontamenti. Nei casi in cui sia indispensabile forare la parete in direzione longitudinale (casi che si cercherà il più possibile di evitare), si dovrà di regola dare la preferenza a catene inserite in guaina e non iniettate, per rendere reversibile l'intervento, consentire l'eventuale ripresa di tesatura, evitare l'insorgenza di sollecitazioni indesiderate. Per quanto riguarda la tesatura dei tiranti, si dovranno adottare tensioni limitate, tali da produrre nelle murature tensioni di compressione nettamente inferiori ai valori ritenuti ammissibili.

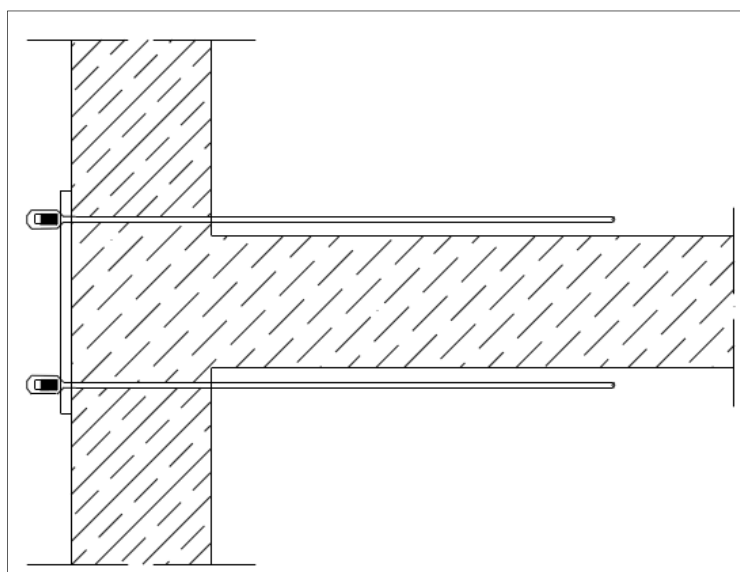


Figura 5.1: Vista in pianta di catena binata aderente al muro trasversale a livello del solaio

Le cerchiature esterne con elementi metallici o materiali compositi sono in grado di garantire un ottimo collegamento tra paramenti murari tra loro ortogonali nel caso di edifici di dimensioni ridotte o quando vengono realizzati ancoraggi in corrispondenza dei martelli murari. È fondamentale evitare l'instaurarsi di stati tensionali elevati in

corrispondenza delle zone d'angolo di intersezione tra murature ortogonali, utilizzando opportuni elementi di ripartizione dei carichi e smussando gli spigoli in caso di utilizzo fasce in materiale composito.



Figura 5.3: Esempio di cerchiatura con elementi metallici (Abruzzo 2009)

La tecnica scuci e cuci è una tecnica tradizionale, atta a implementare l'ammorsamento tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano, realizzabile sia con elementi lapidei o in laterizio, utilizzata in presenza di inefficienti collegamenti tra gli elementi murari, ad esempio poiché deteriorati (per la presenza di lesioni) o particolarmente scadenti. L'intervento, seppur concettualmente non complesso, è per sua natura demolitivo e sostitutivo degli originari materiali costituenti il corpo di fabbrica e va, quindi, valutato con cautela, a seconda del quadro fessurativo presente.

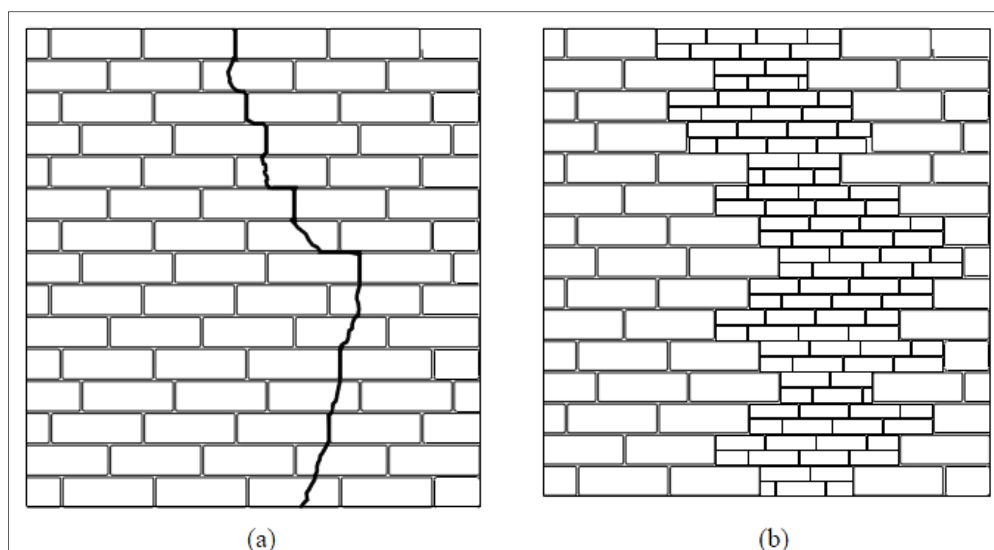


Figura 5.4: Tecnica di intervento scuci e cuci prima dell'intervento (a) e post intervento (b)

L'uso di perforazioni armate, a causa della notevole invasività dell'intervento e della dubbia efficacia, viene adoperato in assenza di soluzioni meno invasive percorribili, specie in presenza di muratura a più paramenti scollegati. Affinché l'intervento risulti efficace è fondamentale garantire la durabilità degli elementi inseriti (acciaio inox, materiali compositi o altro) e la compatibilità delle malte iniettate.

Basilare per il corretto funzionamento della tecnica di rinforzo è la presenza di una muratura che abbia buone caratteristiche, mentre per le murature scadenti è preferibile l'inserimento di tiranti, che garantiscono un migliore collegamento complessivo.



Figura 5.5: Esecuzione di perforazioni armate in paramenti murari

Cordoli in sommità alla muratura rappresentano un efficace tecnica sia per collegare fra loro pareti, in una zona dove la muratura è meno coesa a causa del limitato livello di compressione, che per migliorare l'interazione con la copertura.

Le principali tipologie sono rappresentate da:

- *Cordoli in muratura armata*, che realizzano un collegamento attraverso una tecnica volta alla massima conservazione delle caratteristiche murarie esistenti. Realizzati con una muratura a tutto spessore e di buone caratteristiche, solitamente costituita da una muratura in mattoni pieni, all'interno della quale è alloggiata un'armatura metallica o in materiale composito, resa aderente alla muratura del cordolo tramite conglomerato. Il collegamento tra il cordolo e la muratura sottostante è garantito dall'aderenza, l'ingranamento e l'attrito, opportunamente consolidando la parete sottostante sommitalmente con iniezioni di malta, quando

necessario, o tramite l'ausilio di perfori armati, disposti con andamento inclinato, il cui utilizzo deve essere, per quanto possibile, evitato.

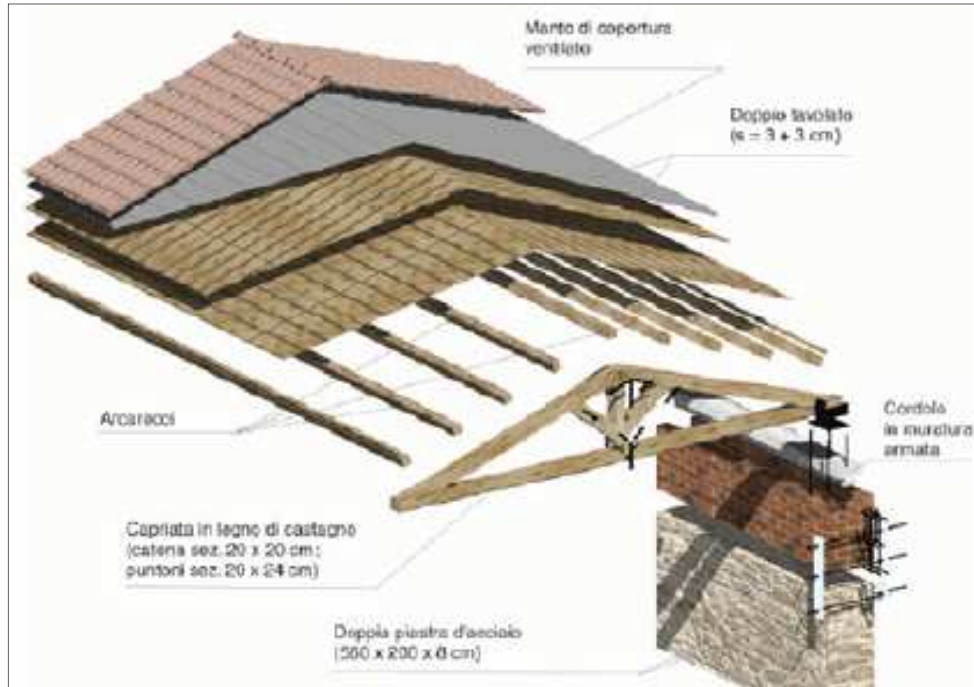


Figura 5.6: Esempio applicativo di cordolo in muratura armata

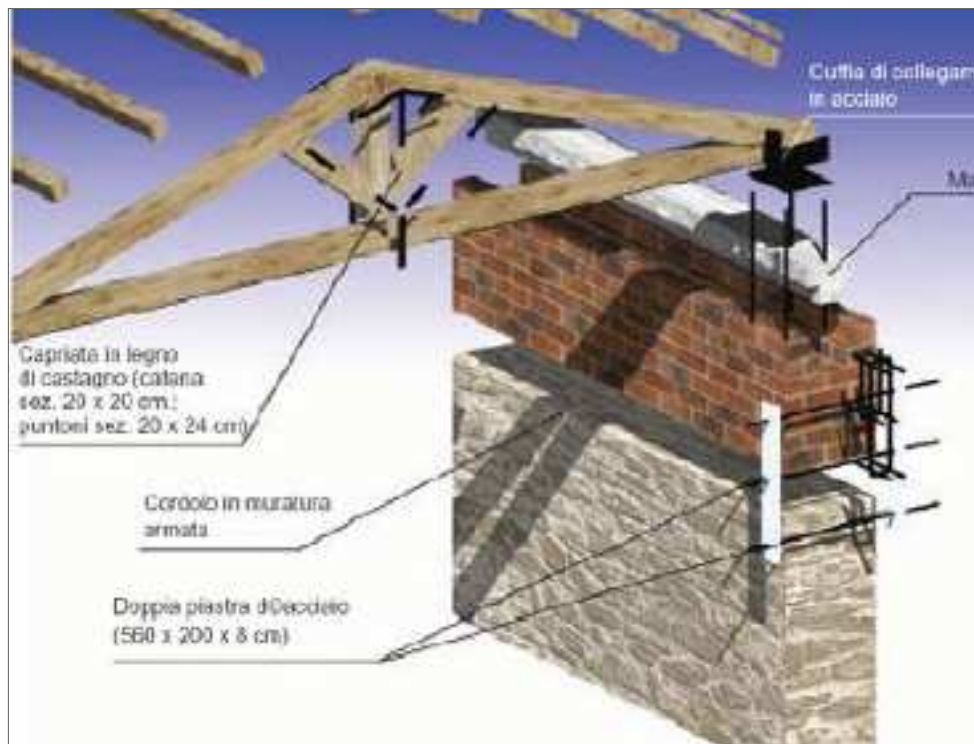


Figura 5.7: Esempio applicativo di cordolo in muratura armata

- *Cordoli in muratura armata SRG (Steel Reinforced Grout)*, tecnica analoga alla precedente, la quale sfrutta l'utilizzo o di nuova generazione di materiali compositi (non più i classici FRP), il cui rinforzo è costituito da fili di acciaio ad alta resistenza immersi all'interno di una matrice cementizia. L'applicazione a livelli alternati di nastri in SRG ed elementi in laterizio consente infatti di ottenere un laterizio lamellare capace di fornire prestazioni strutturali di notevole rilievo, coniugando le caratteristiche di resistenza a compressione del laterizio con le ottime resistenze a trazione dei trefoli di acciaio UHTSS degli SRG.



Figura 5.8: A sinistra la posa in opera del nostro SRG, a destra la trave cordolo ultimata (fonte www.Mastrodicasa.com)

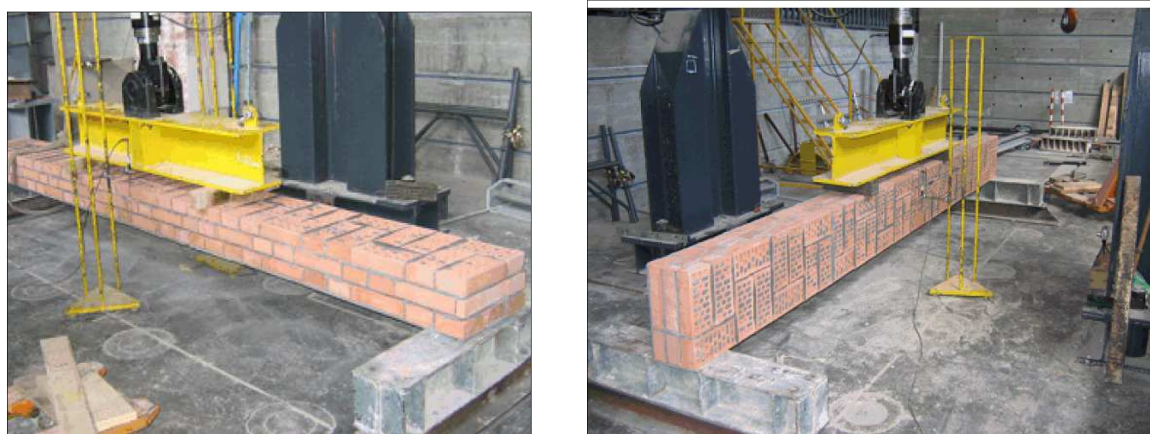


Figura 5.9: Campioni in mattone pieno con strati di SRG pronti per la prova di carico (fonte www.Mastrodicasa.com)

- *Cordoli in acciaio*, leggeri e limitatamente invasivi possono essere posti in opera secondo due tecniche differenti:
 - a) attraverso una struttura reticolare, in elementi angolari e piatti metallici, posta in sommità e collegata tramite perfori armati;
 - b) tramite piatti o profili sui due paramenti, posti poco al di sotto della sommità della muratura e collegati tra loro con barre passanti.

L'intervento deve essere opportunamente realizzato previa una eventuale bonifica della fascia di muratura di collocazione del cordolo. Il collegamento del cordolo alla muratura, opportunamente consolidata se necessario, viene eseguito tramite perfori armati. I cordoli metallici si prestano particolarmente bene al collegamento degli elementi lignei della copertura e contribuiscono all'eliminazione delle eventuali spinte.

- *Cordoli in calcestruzzo armato (c.a.)* di altezza limitata, onde evitare eccessivi appesantimenti ed irrigidimenti, hanno mostrato nel corso degli eventi sismici limitata efficacia poiché producono elevate sollecitazioni tangenziali a contatto con la muratura, con conseguenti scorrimenti e disgregazione di quest'ultima. L'insorgere di tale fenomeno è accentuato qualora anche la struttura di copertura viene irrigidita ed appesantita. Anche in questo caso è consigliabile un consolidamento della muratura sommitale, per limitare la diversa rigidità dei due elementi. Il collegamento tramite perfori armati può essere adottato, se ritenuto necessario, dopo aver verificato che questi possono essere ancorati efficacemente nella muratura, eventualmente consolidata. È fondamentale connettere sia i solai di piano che le coperture ai pannelli murari di innesto per evitare lo sfilamento delle travi, con conseguente crollo del solaio, consentendo ai solai di redistribuire le forze orizzontali e di contenimento delle pareti. Nel caso di solai intermedi, le teste di travi lignee possono essere ancorate alla muratura tramite elementi, metallici o in altro materiale resistente a trazione, ancorati sul paramento opposto.

L'inserimento di cordoli in c.a. nello spessore della muratura ai livelli intermedi produce conseguenze negative sul funzionamento strutturale della parete, oltre che essere un intervento non compatibile con i criteri della conservazione.

Eventualmente, nel caso di pareti molto deformabili flessionalmente per l'elevata distanza tra i muri di spina ortogonali, possono risultare utili i cordoli in acciaio, realizzati con piatti o profili sui due paramenti, collegati tra loro tramite barre passanti.

Essi forniscono una certa rigidezza flessionale fuori dal piano della parete e ostacolano lo sviluppo di meccanismi di rottura delle fasce sopra porta e sotto finestra. Nel caso di pareti perimetrali, può essere valutata la possibilità di eseguire il cordolo con un solo profilo all'interno, ancorato al paramento murario esterno attraverso ancoraggi passivi diffusi.

5.4 Interventi di riduzione delle spinte di archi e volte e di consolidamento delle stesse

L'incremento di resistenza di archi e di strutture voltate può essere realizzato attraverso una serie di interventi tradizionali e non.

La tradizionale *tecnica delle catene*, è utilizzata per ridurre le spinte indotte da archi e volte sulle murature di appoggio, impedendone l'allontanamento reciproco e il ribaltamento. Le catene vengono poste in opera alle reni di archi e volte e, qualora non sia possibile questa disposizione, collocate a livelli diversi (ad esempio estradossali) purché assolvano la funzione di contenimento della spinta e siano verificate le sollecitazioni taglianti e flessionali che si producono nella parete. L'azione spingente indotta da archi e volte viene parzialmente assorbita da una presollecitazione a cui sono sottoposte le catene, evitando valori eccessivi di rito che potrebbero causare dei danneggiamenti localizzati.



Figura 5.10: *Catene per la riduzione delle spinte di archi e volte*

Un'altra tecnica tradizionale per contrastare l'eccessiva spinta di archi e di volte è rappresentata dall'utilizzo di *contrafforti* o *ringrossi murari*. L'impatto visivo di questi elementi è forte e la loro efficacia in fase d'opera è strettamente legata all'ammorsamento con la parete esistente, da eseguirsi tramite connessioni discrete con elementi lapidei o in laterizio, ed alla possibilità di realizzare una fondazione adeguata.



Figura 5.11: *Contrafforti in muratura*

Un intervento fortemente sconsigliato è la realizzazione all'estradosso di *controvolte in calcestruzzo*, armate o no. tale intervento infatti comporta una riduzione dello stato di compressione nella volta in muratura e un aumento delle masse sismiche oltre a incidere pesantemente sulla tradizionale tecnica costruttiva del manufatto storico, limitandone il valore testimoniale nel tempo.

Sull'estradosso sono molto utilizzate *tecniche di placcaggio con fasce di materiale composito (FRP)*, che comportano un alleggerimento della volta e rappresentano un intervento reversibile. Alcuni svantaggi apportati dall'utilizzo di tale tecnica potrebbero essere: diversa traspirabilità tra le zone placcate e non (specie in presenza di affreschi all'intradosso); durabilità (l'esperienza di comportamento nel tempo, sia delle fibre sia delle resine di incollaggio, è ancora limitata); non completa reversibilità (la parte superficiale della muratura resta comunque impregnata dalla resina). È fondamentale porre correttamente in posizione le fasce in fibra, specie in presenza di volte complesse,

attraverso una accurata valutazione strutturale, affinché l'intervento risulti realmente efficace.



Figura 5.12: *Placcaggio volta a stella con materiale composito (FRP)*

Ad intradosso è possibile intervenire con placcaggio di materiali compositi ovviamente accoppiato alla realizzazione di un sottarco, in muratura o altro materiale (ad esempio legno lamellare), in grado di evitare le spinte a vuoto; queste possono essere equilibrate anche attraverso ancoraggi puntuali, diffusi lungo l'intradosso, soluzione maggiormente invasiva.



Figura 5.13: *Placcaggio volta a crociera a intradosso*

La riduzione delle spinte può essere ottenuta riducendo i carichi all'estradosso (*riempimenti alleggeriti, frenelli, ecc.*), considerando previamente l'eventuale alterazione dell'originale curva delle pressioni e la maggiore sensibilità della volta nei confronti dei

carichi accidentali. Ovviamente, in presenza di lesioni deve essere prevista una riparazione, mirata a ricostituire il contatto tra i conci, tramite semplice iniezione di malta; in casi particolari potranno essere utilizzati cunei (biette) o si dovrà procedere a sostruzione muraria nelle zone soggette a schiacciamento.



Figura 5.14: *Alleggerimento volta con l'ausilio di frenelli*

Particolari attenzioni dovranno essere poste nei casi in cui siano evidenti significative perdite di forma dell'arco o della volta, il cui recupero è spesso problematico, ottenibile ricorrendo a sottarchi o altre strutture integrative.

5.5 Interventi di irrigidimento e consolidamento dei solai

Al fine di poter realizzare un comportamento perfettamente scatolare del corpo di fabbrica è importante che i solai siano efficacemente collegati alle pareti murarie, attraverso un appoggio sufficientemente ampio e, talvolta, elementi di connessione che ne impediscano lo sfilamento. I solai, durante il perdurare dell'azione sismica, trasferiscono le azioni orizzontali di loro competenza alle pareti disposte nella direzione parallela al sisma; inoltre essi possono costituire un ulteriore vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano, oltre all'ammorsamento con le pareti ortogonali ed ai sistemi di collegamento puntuale. Detto ciò appare evidente che ai fini di un corretto comportamento sotto azione sismica della struttura sia fondamentale *un limitato irrigidimento dei solai*, di cui vanno valutati gli effetti, con aumento di resistenza degli elementi che lo costituiscono. In alcuni casi, soprattutto in presenza di solai eccessivamente deformabili, risulta invece necessario un *irrigidimento significativo dei solai nel proprio piano*, con l'obiettivo di ripartire l'azione sismica tra le diverse pareti. Importante è anche il recupero dei solai

lignei che a fronte di una elevata deformabilità presentano un ridotto peso proprio e, quindi, ridotta massa inerziale di sollecitazione delle pareti di controventamento e portanti.

Irrigidimenti di tipo limitato, nel caso dei solai lignei, possono essere conseguiti operando all'estradosso sul tavolato o fissando un secondo tavolato su quello esistente, disposto con andamento ortogonale o inclinato, ponendo particolare attenzione ai collegamenti con i muri laterali, o usando rinforzi con bandelle metalliche, o di materiali compositi, fissate al tavolato con andamento incrociato.

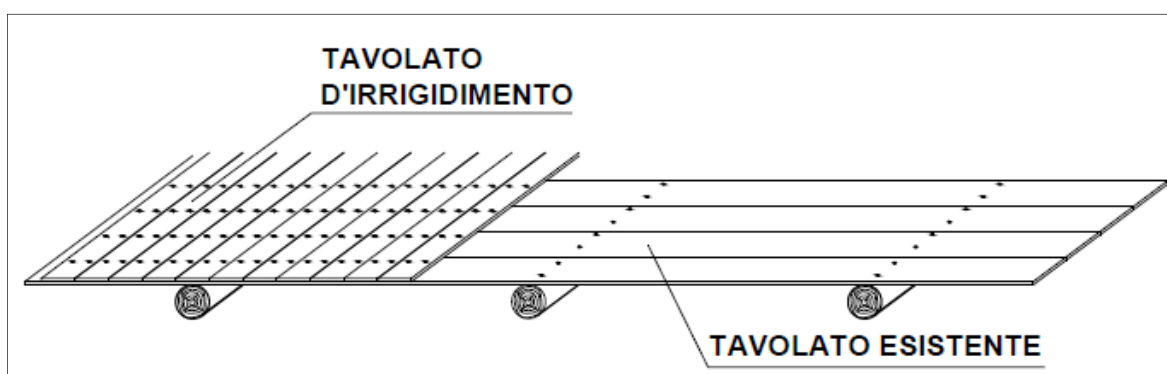


Figura 5.15: Irrigidimento solaio ligneo con tavolato ortogonale

Un analogo beneficio può essere conseguito attraverso un *controventamento realizzato con tiranti metallici*. Nel caso di solai a semplice orditura, dovrà essere curato il collegamento con le pareti parallele alle travi, realizzandolo, ad esempio, con bandelle fissate al tavolato ed ancorate nella muratura.



Figura 5.16: Consolidamento solaio ligneo con tiranti metallici

Nei casi in cui risulti necessario un consolidamento statico del solaio per le azioni flessionali, è possibile, con le *tecniche legno - legno*, limitare la deformabilità flessionale ed aumentare la resistenza con un secondo tavolato, utilizzando, ortogonalmente rispetto al tavolato esistente, dei nuovi tavoloni continui, resi collaboranti alle travi mediante perni anche di legno.

Anche mediante la *tecnica di rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo*, eventualmente alleggerito, si può realizzare un irrigidimento nel piano e flessionale; gli effetti di tale intervento vanno valutati in relazione alle specifiche esigenze di conservazione. Nel caso in cui gli elementi lignei non siano adeguatamente collegati alle murature, può risultare necessario collegare la soletta alle pareti, tramite elementi puntuali analoghi a quelli già indicati.



Figura 5.17: Irrigidimento solaio ligneo con soletta collaborante in cls armato

Nel caso di solai a travi in legno e piastrelle di cotto, se viene dimostrata l'insufficiente resistenza nel piano, possono essere adottati *interventi di irrigidimento all'estradosso con sottili caldane armate in calcestruzzo alleggerito*, opportunamente collegate alle murature perimetrali ed alle travi in legno.

Nel caso di solai a struttura metallica con interposti elementi in laterizio (putrelle e voltine o tavelloni), può essere necessario *collegare tra loro i profili saldando bandelle metalliche trasversali*, poste all'intradosso o all'estradosso. Inoltre, in presenza di solai di luce significativa, per meglio vincolare la parete muraria, è opportuno collegarla in mezzzeria ai profili di bordo.

5.6 Interventi sulle strutture di copertura

Il mantenimento e la conservazione dei tetti in legno è opportuno in quanto capaci di limitare le masse nella parte più alta dell'edificio e di garantire un'elasticità simile a quella della compagine muraria sottostante.

Ciò che va particolarmente curato sono le connessioni e i collegamenti tra la parte terminale della muratura e le orditure e gli impalcati del tetto, attraverso tecniche il più possibile compatibili con le diverse culture costruttive locali. Oltre al collegamento con capo chiave metallico, che impedisce la traslazione, si possono realizzare cordoli - tirante in legno o in metallo opportunamente connessi sia alle murature sia alle orditure in legno del tetto (cuffie metalliche), a formare al tempo stesso un elemento di connessione sul bordo superiore delle murature ed un elemento di ripartizione dei carichi concentrati delle orditure del tetto. Tra le tecniche di connessione sono da evitarsi preferibilmente i cordoli in cemento armato, soprattutto se di elevato spessore, a causa della differente rigidità propria rispetto a quella della compagine muraria e per l'impatto da essi prodotto. Il loro utilizzo è subordinato alla mancata alterazione del comportamento statico della muratura e alla reale efficacia degli stessi comprovata e supportata da relativi calcoli.

È importante compensare la spinta di tetti con orditure spingenti, come nel caso di puntoni inclinati privi di semicatene in piano.

Nel caso delle capriate, deve essere presente un buon collegamento nei nodi, necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali. Questo può essere migliorato con piastre e barre metalliche o con altri materiali (ad esempio fibrorinforzati).

Possono essere introdotte forme di parziale irrigidimento delle falde, ad esempio per mezzo di tavolati sovrapposti e incrociati a quelli esistenti, con opportuni collegamenti ai bordi della muratura, o tramite controventi posti all'intradosso, realizzati con semplici catene metalliche.

5.7 Interventi di irrigidimento e incremento di resistenza delle murature

La famiglia di interventi, miranti a incrementare la resistenza degli elementi murari, attraverso il risanamento e la riparazione di murature deteriorate e danneggiate, permette di ottenere un deciso miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura in termini di

resistenza a sollecitazioni nel piano e di incremento di duttilità delle stesse. È fondamentale utilizzare materiali con caratteristiche fisico - chimiche e meccaniche analoghe ai preesistenti e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera. Lo scopo degli interventi è quello di ricostituire o incrementare l'originale resistenza e rigidità della compagine muraria, rendendola sostanzialmente uniforme, realizzando opportuni ammorsamenti, qualora mancanti. Visto l'utilizzo per il raggiungimento degli scopi previsti di materiali, in particolare il conglomerato cementizio, di natura differente rispetto a quello del corpo di fabbrica, il loro utilizzo va operato con cautela e solo ove il rapporto tra efficacia ottenuta e impatto provocato sia minore di altri interventi, come nel caso di architravi danneggiati e particolarmente sollecitati.

I principali interventi potenzialmente eseguibili a seconda del quadro critico presente mirano a:

- riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate;
- ricostituire la compagine muraria in corrispondenza di manomissioni quali cavità, vani di varia natura (scarichi e canne fumarie, ecc.);
- a migliorare le caratteristiche di murature particolarmente scadenti per tipo di apparecchiatura e/o di composto legante.

L'intervento di scuci e cucì è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Si consiglia di utilizzare materiali simili a quelli originari per forma, dimensioni, rigidità e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario e, se possibile anche trasversalmente al paramento stesso, in modo da conseguire la massima omogeneità e monoliticità della parete riparata. Tale intervento può essere utilizzato anche per la chiusura di nicchie, canne fumarie e per la riduzione dei vuoti, in particolare nel caso in cui la nicchia/apertura/cavità sia posizionata a ridosso di angolate o martelli murari.

L'adozione di iniezioni di miscele leganti mira al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura da consolidare, senza però garantire un miglioramento delle ammorsature tra compagini murarie. La riuscita dell'intervento è strettamente legata alla presenza di tipologie murarie iniettabili (presenza di vuoti e/o vuoti non collegati tra loro).

È fondamentale controllare la pressione di immissione della miscela legante, per evitare l'insorgere di dilatazioni trasversali e per evitare che una pressione elevata induca un insufficiente riempimento dei vuoti. La miscela da iniettare deve essere compatibile dal punto di vista chimico – fisico - meccanico con la tipologia muraria oggetto dell'intervento. Infatti, malte a base cementizia possono produrre danni alle murature e in particolare alle superfici, per la produzione di sali; l'affioramento di sali solubili dalla malta provoca efflorescenze sulla superficie della muratura, particolarmente dannose in presenza di antichi intonaci storici o affreschi. L'utilizzo di tali malte è da valutarsi attentamente a seconda delle condizioni a contorno.



Figura 5.18: Rinforzo muratura attraverso iniezione di miscele leganti

L'intervento di ristilatura dei giunti, se effettuato in profondità su entrambi i lati, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura, in particolare nel caso di murature di spessore non elevato. Se eseguito su murature di medio o grosso spessore, con paramenti non idoneamente collegati tra loro o incoerenti, tale intervento può non essere sufficiente a garantire un incremento consistente di resistenza, ed è consigliabile effettuarlo in combinazione con altri. Si tenga presente, tuttavia, che tale tecnica potrebbe andare a cancellare tracce storiche significative, come le vecchie stilature e allisciature. Essa va usata quindi con cautela e previa opportune analisi.

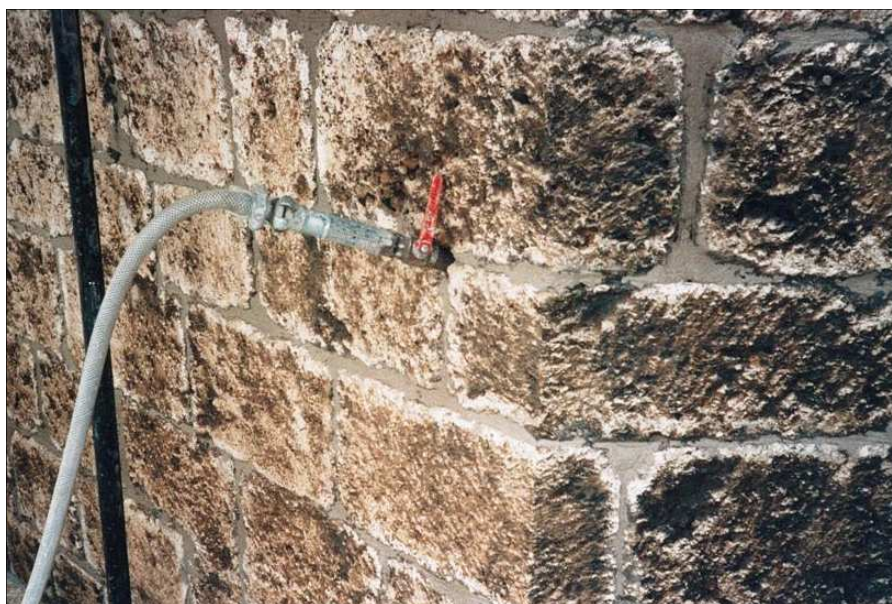


Figura 5.19: Ripristino murario con ristilatura dei giunti di malta

L'inserimento di diatoni artificiali, realizzati in conglomerato armato dentro fori di carotaggio, può realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'innescò di fenomeni di instabilità per compressione; inoltre, tale intervento conferisce alla parete un comportamento monolitico per azioni ortogonali al proprio piano. E' particolarmente opportuno in presenza di murature con paramenti non collegati fra loro; nel caso di paramenti degradati è opportuno bonificare questi tramite le tecniche descritte al riguardo (iniezioni di malta, ristilatura dei giunti). Va tenuto presente che si tratta di un intervento che ha carattere invasivo, in quanto irreversibile e da applicarsi in forma estesa, ma che conserva il comportamento originario della muratura storica. Per tali ragioni va applicato solo ove effettivamente necessario.

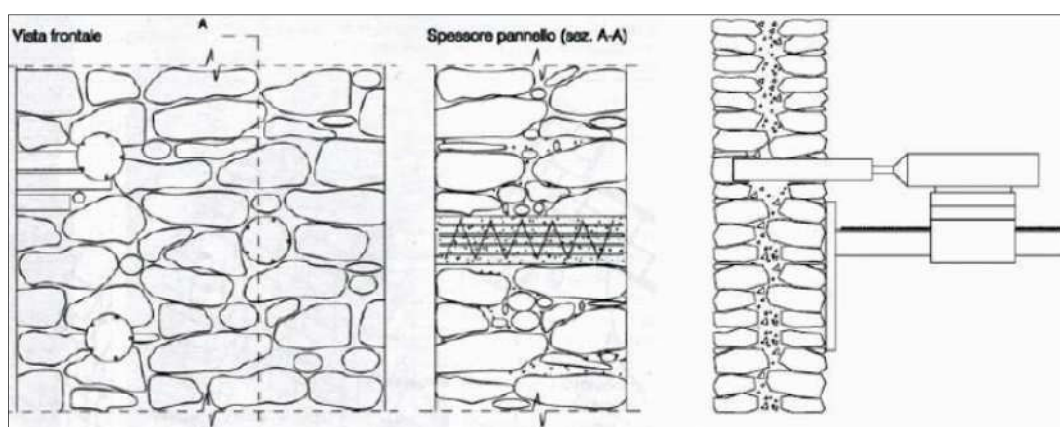


Figura 5.20: Tecnica di inserimento di diatoni armati artificiali a mezzo di carotaggio

Nel caso in cui la porzione muraria che necessita di rinforzo sia limitata, una valida alternativa è rappresentata dai *tirantini antiespulsivi*, costituiti da sottili barre trasversali imbullonate con rondelle sui paramenti; la leggera presollecitazione che può essere attribuita rende quest'intervento idoneo nei casi in cui siano già evidenti rigonfiamenti per distacco dei paramenti. Tale tecnica può essere applicata nel caso di murature a tessitura regolare o in pietra squadrata, in mattoni o blocchi.

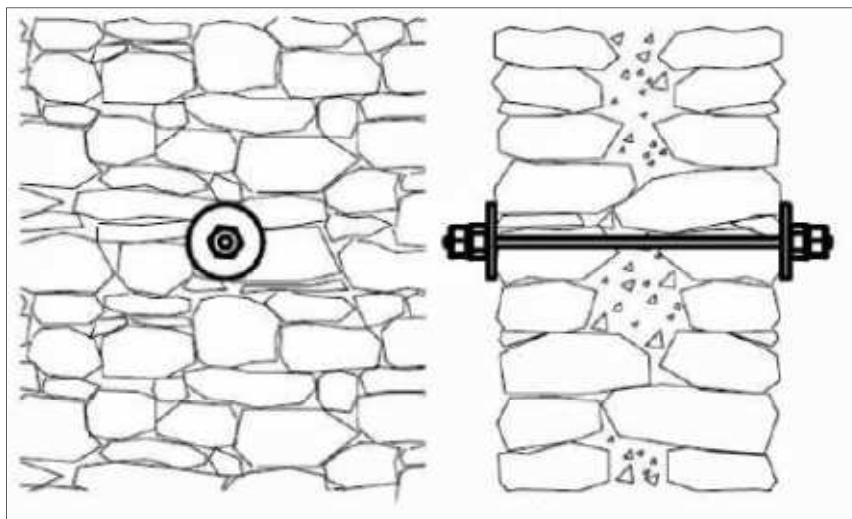


Figura 5.21: *Tirantini antiespulsivi di irrigidimento*

L'uso di sistemi di tirantature diffuse nelle tre direzioni ortogonali (o ingabbiatura della muratura, metodo CAM, cucitura attiva della muratura) può produrre un significativo miglioramento della qualità muraria nel caso di murature di piccola pezzatura ed in presenza di malta scadente. L'obiettivo è incrementare la monoliticità, in particolare nella direzione trasversale, del comportamento meccanico del corpo murario. Ciò può essere conseguito attraverso l'esecuzione di fori, anche in numero elevato ma comunque di piccolo diametro, e l'inserimento di bandelle metalliche non iniettate (e pertanto rimovibili). L'intervento ha carattere invasivo, nel caso di murature faccia a vista, e va applicato solo ove effettivamente necessario.

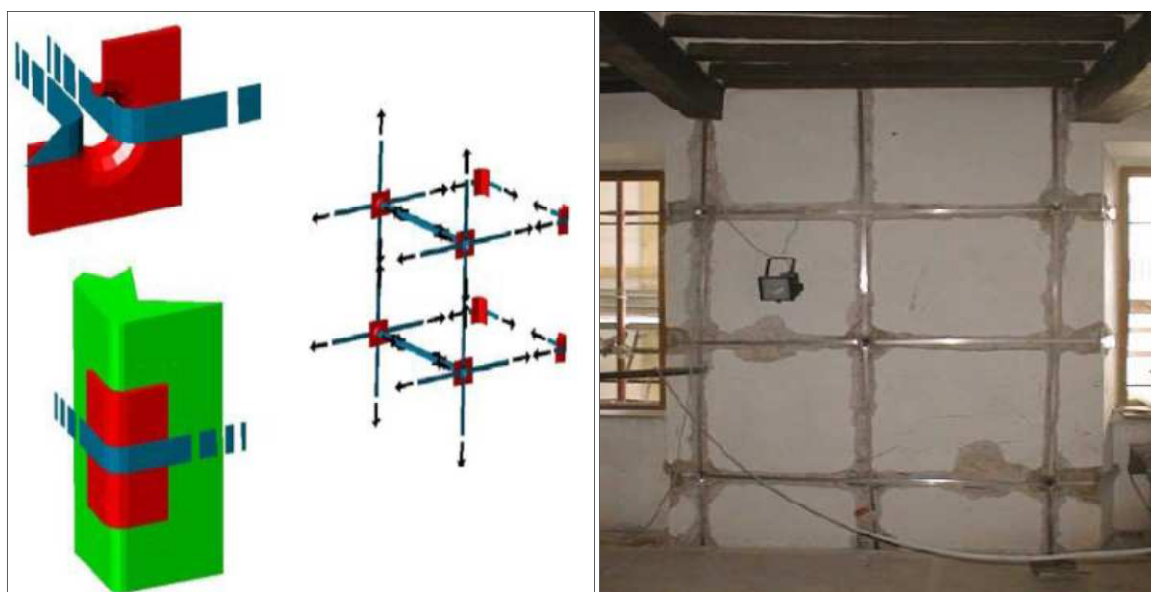


Figura 5.22: A sinistra elementi di base del sistema di rinforzo mediante CAM, a destra esempio applicativo del sistema di ingabbiatura

L'inserimento di tiranti verticali post-tesi è un intervento applicabile solo in casi particolari e se la muratura si dimostra in grado di sopportare l'incremento di sollecitazione verticale, sia a livello globale sia localmente, in corrispondenza degli ancoraggi; in ogni caso deve essere tenuta in considerazione la perdita di tensione iniziale a causa delle deformazioni differite della muratura.

Tale soluzione tende a snaturare l'originale funzionamento della costruzione in muratura, per cui deve essere presa in considerazione solo in assenza di alternative.

Il placcaggio delle murature con intonaco armato è un intervento invasivo e non coerente con i principi della conservazione; esso risulta efficace solo se realizzato su entrambi i paramenti e se sono poste in opera barre trasversali di collegamento. Tale tecnica può essere presa in considerazione solo in singoli maschi murari, pesantemente gravati da carichi verticali o danneggiati da eventi sismici; in questi casi un'alternativa può essere anche la demolizione e ricostruzione della porzione muraria. Dal punto di vista sismico, è opportuno considerare che l'elevata rigidità a taglio dei pannelli murari così rinforzati altera profondamente il comportamento originario della costruzione; in genere ciò comporta negativi effetti sulla regolarità in pianta della costruzione, ma in rari casi può consentire di limitare le eccentricità tra i baricentri delle masse e delle rigidità. Nel caso

di murature gravemente danneggiate e inconsistenti, sulle quali non sia possibile intervenire altrimenti, l'intervento può risultare efficace ma coincide con la perdita di autenticità del manufatto.



Figura 5.23: Placcaggio muratura con intonaco armato

Il placcaggio con tessuti o lamine in materiale fibrorinforzato è anch'esso un intervento invasivo, la cui efficacia va adeguatamente comprovata, sia a livello locale che di comportamento globale. Tale tecnica può rappresentare una soluzione per interventi localizzati, ad esempio rinforzi flessionali di fasce murarie, verticali od orizzontali, o mirati ad assorbire la spinta di elementi della copertura, di archi e di volte.

Le perforazioni armate, possibile soluzione per il miglioramento puntuale del collegamento tra elementi murari (anche se con forti riserve), non possono essere considerate come efficace soluzione per un intervento sistematico e generalizzato di consolidamento della muratura.

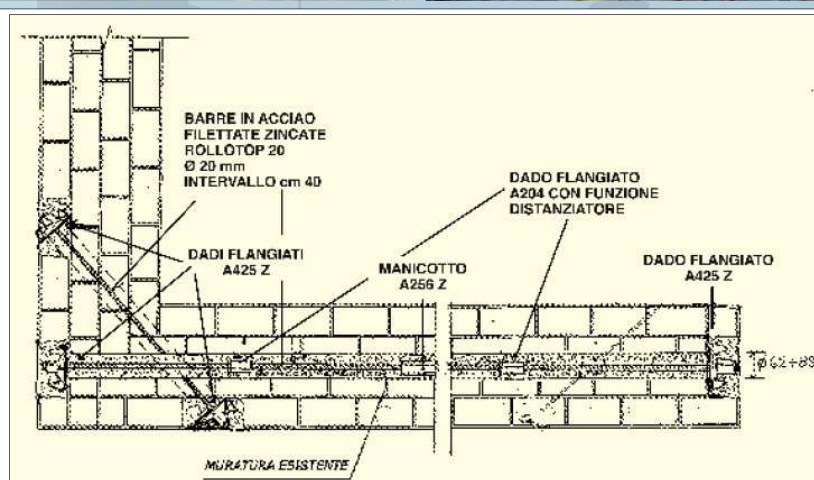


Figura 5.24: Esecuzione di perforazioni armate

Nel caso di pareti decorate o di superfici affrescate gli interventi di consolidamento citati possono essere utilizzati solo agendo con estrema cautela; per quanto possibile è da ritenersi preferibile consolidare altre strutture contigue con interventi di analoga efficacia e comunque operare con l'ausilio anche di competenze specializzate nel restauro di tali superfici.

5.8 Interventi di consolidamento di pilastri e colonne

Il ruolo di pilastri e colonne è fondamentalmente quello di sopportare carichi verticali con modeste eccentricità. I principali interventi che mirano a garantire tale comportamento strutturale sono:

- Utilizzo di *cerchiature e tassellature*, interventi atti a favorire il ripristino della originaria resistenza a sforzo normale; talvolta può essere necessario il ricorso a *incollaggi con resine*;
- Utilizzo di *catene o la realizzazione e rafforzamento di contrafforti* con cui eliminare o comunque contenere le spinte orizzontali;
- Ricostruzione e realizzazione di collegamenti di idonea rigidità, al fine di trasferire le azioni orizzontali ad elementi murari di maggiore rigidità.

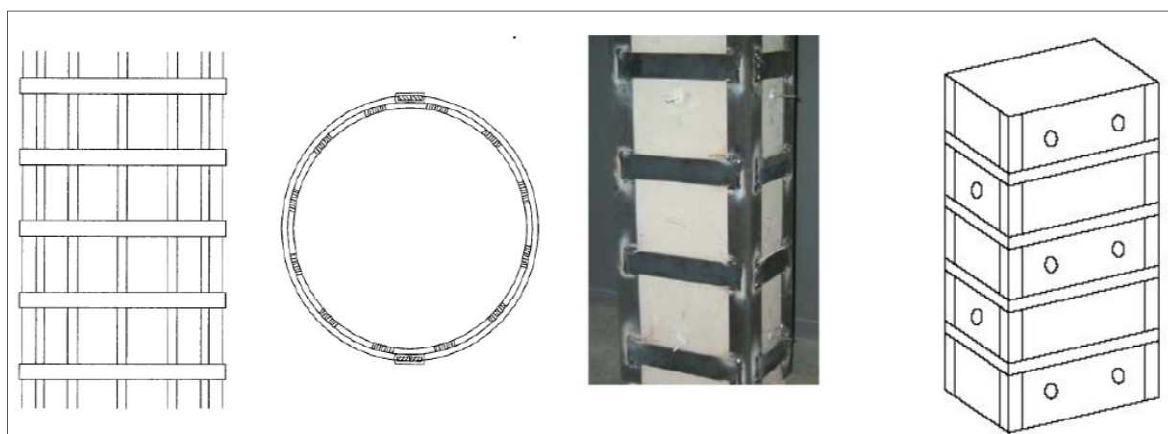


Figura 5.25: Esempio di cerchiatura di colonna a sinistra e di pilastro a destra

5.9 Interventi su elementi non strutturali

Per la valutazione della vulnerabilità sismica degli elementi non strutturali (cornicioni, parapetti, camini) sarebbe necessario tenere conto della possibile amplificazione delle accelerazioni alle diverse quote dell'edificio e dell'interazione dinamica tra l'elemento e la struttura. In genere l'esperienza dei costruttori, consolidata nei secoli, ed il collaudo del tempo devono essere tenuti presenti per giudicare la sicurezza di questi elementi, in particolare di quelli che non presentano evidenti problematiche nel collegamento con la struttura (fessurazioni, rotazioni, ecc.).

Nei casi ritenuti problematici, occorre intervenire migliorando la capacità di spostamento prima dello stato limite ultimo, tramite ritegni laterali o ampliamenti della base d'appoggio, ed eventualmente migliorare la connessione con la struttura, tenendo presente che una variazione delle proprietà dinamiche può incrementare l'azione sismica sull'elemento.

Capitolo 6

IL CASO DI STUDIO DEL MUNICIPIO DI PALAGIANO

6.1 - IL PERCORSO COGNITIVO

L'approccio conoscitivo utilizzato per l'analisi del corpo di fabbrica, costituente il Municipio di Palagiano, se raffrontato con quello degli edifici di nuova costruzione, è un percorso metodologico "inverso".

Infatti, dall'analisi della realtà materica della costruzione, attraverso successivi livelli di approfondimento, si è giunti al riconoscimento del funzionamento strutturale accertato per la verifica della sicurezza sismica ai fini della definizione degli interventi.

A partire dall'identificazione del bene nella sua globalità, l'iter metodologico ha come scopo la valutazione sia della vulnerabilità, che della sicurezza della struttura nei confronti di azioni sismiche e la definizione di eventuali interventi per il miglioramento della risposta globale della stessa in termini di resistenza.

L'ausilio di opportune schede di rilevamento ha permesso la raccolta dei dati autonomi e complementari, ognuno dei quali rappresenta un livello di conoscenza dal diverso grado di attendibilità.

L'analisi metodologica relativa al corpo di fabbrica si articola secondo differenti moduli, alcuni dei quali sono supportati da schede valutative:

- **modulo A**, anagrafico – identificativo: ha lo scopo di identificare in modo univoco il manufatto attraverso denominazione, toponomastica, dati catastali;
- **modulo B**, fattori di sensibilità: contiene i dati necessari per determinare le relazioni tra il manufatto ed il contesto territoriale al fine di classificare particolari fattori di sensibilità;
- **modulo C**, morfologia degli elementi: ha lo scopo di individuare e descrivere gli elementi strutturali, attraverso il riconoscimento della morfologia, della tipologia, delle tecniche costruttive e dei materiali;
- **modulo D**, stato di conservazione: classifica e descrive i fenomeni di danno dei singoli elementi strutturali;

- **modulo E**, rilievo geometrico;
- **modulo F**, interventi pregressi;
- **modulo G**, indagini storiche;
- **modulo H**, indagini diagnostiche;

6.2 - IDENTIFICAZIONE DEL BENE: RILIEVO GEOMETRICO, IDENTIFICAZIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI E DEI MATERIALI

I primi cinque moduli schedografici (modulo A, B, C, D, E), allegato A della **Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011**, pubblicata sul Supplemento Ordinario n. 54 alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011, che integra **D.M. 14 gennaio 2008**, intitolato “*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”, seguito dalla **circolare esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009**, sono di supporto al percorso gnoseologico della struttura, consentendo l’articolazione della fase di conoscenza preliminare della stessa. La struttura schematica dei moduli schedografici prevede l’individuazione delle macrotipologie, definendo i moduli schedografici, che consentono di acquisire le informazioni necessarie per applicare i modelli di valutazione LV proposti dalla Direttiva. Le informazioni per la redazione delle schede di seguito allegate sono state raccolte attraverso indagini in situ, rilievi, supportati da indicazioni normative, documentazione di supporto all’inquadramento territoriale della struttura (www.sit.puglia.it).

6.3 - EVOLUZIONE STORICA DEL CORPO DI FABBRICA E DEI PRINCIPALI INTERVENTI PREGRESSI

Il **modulo G** e il **modulo F** della Direttiva sono dedicati rispettivamente alle indagini storiche sul corpo di fabbrica e alla ricostruzione di interventi pregressi, che hanno caratterizzato la struttura. Le indagini e le ricerche effettuate presso gli archivi del Comune di Palagiano ci hanno permesso di ricostruire la storia del fabbricato. Di seguito è riportato il risultato del lavoro effettuato.

Il Municipio di Palagiano, costruito nella prima metà del 1800, è situato nella parte centrale del paese, sulla piazza, che oggi è denominata piazza Vittorio Veneto, lungo la strada principale del paese, Via Matera, prosecuzione dell'antica Via Appia, che costeggia il nucleo antico della città e la collega, come il nome suggerisce, alla città di Matera.

Palagiano è stata edificata sull'antichissima "Statio Ad Canales" (traduzione dal latino: Stazione presso i canali), accampamento dell'esercito romano che assediava tra il 1272-1275 la città di Taranto e che, fatto deducibile dalla urbanizzazione presente, serviva alle truppe da tappa nel viaggio che da Roma portava appunto a Taranto e viceversa.

Palagiano è stata caratterizzata per molto tempo dalla presenza di sole abitazioni rurali, che si concentravano per la maggior parte nei territori fertili vicini alle sponde del fiume Lenne. L'espansione vera e propria si ebbe verso la fine del X secolo, causata dagli assedi del popolo Bizantino, le cui testimonianze sono oggi rappresentate dal Castello e dalla Via Decumana. La successiva invasione Normanna e il crescente fabbisogno abitativo produssero l'urbanizzazione di parte del suolo di proprietà della chiesa e di privati. In tale periodo comincia a svilupparsi la necessità, per il Comune di Palagiano, di una Casa Comunale. Casa Comunale di cui manca la documentazione inerente l'anno di costruzione, che, come su citato, si presume essere avvenuta nella prima metà del 1800, come riportato sullo stemma presente sulla facciata principale, recante la data del 1837 e da ricordi frammentari di uno storico del paese, Prof. *Giovanni Carucci*.

La relazione recante anno 1884 del regio delegato straordinario *Camillo Treppiedi* sottolinea come in quegli anni veniva data molta importanza al decoro e alle proprietà del Comune di Palagiano e in particolar modo alla Casa Comunale, che del Comune ospitava la maggior parte delle funzioni istituzionali e che risultava essere scarna di vani e in condizioni non adatte alla funzione cui assolveva, come il regio delegato descrive. La distribuzione prevede

tre vani al piano superiore, insufficienti per quelli che erano i compiti del Consiglio Comunale e tre vani al pian terreno, occupati dall'Ufficio di Posta e dal telegrafo, i quali sarebbero stati poi trasferiti per poter meglio ospitare l'Archivio di cui si necessitava il Municipio, degnando opportunamente il Sindaco di un ufficio proprio, distinto da quello del Segretario Comunale. Per ovviare perlomeno esteticamente al problema della inadeguatezza dell'edificio e allo stato di deplorable abbandono dello stesso si è provveduto in tale circostanza a lavori di manutenzione e restauro ritenuti necessari: sono state ripulite le pareti sia esterne che interne, si è dato nuovo aspetto alla sala destinata alle adunanze consiliari, ove vi si è apposta carta di Francia e vi sono state riverniciate tutte le bocche d'opera. Si pone qui di seguito una ricostruzione funzionale del Municipio nella sua accezione originaria:

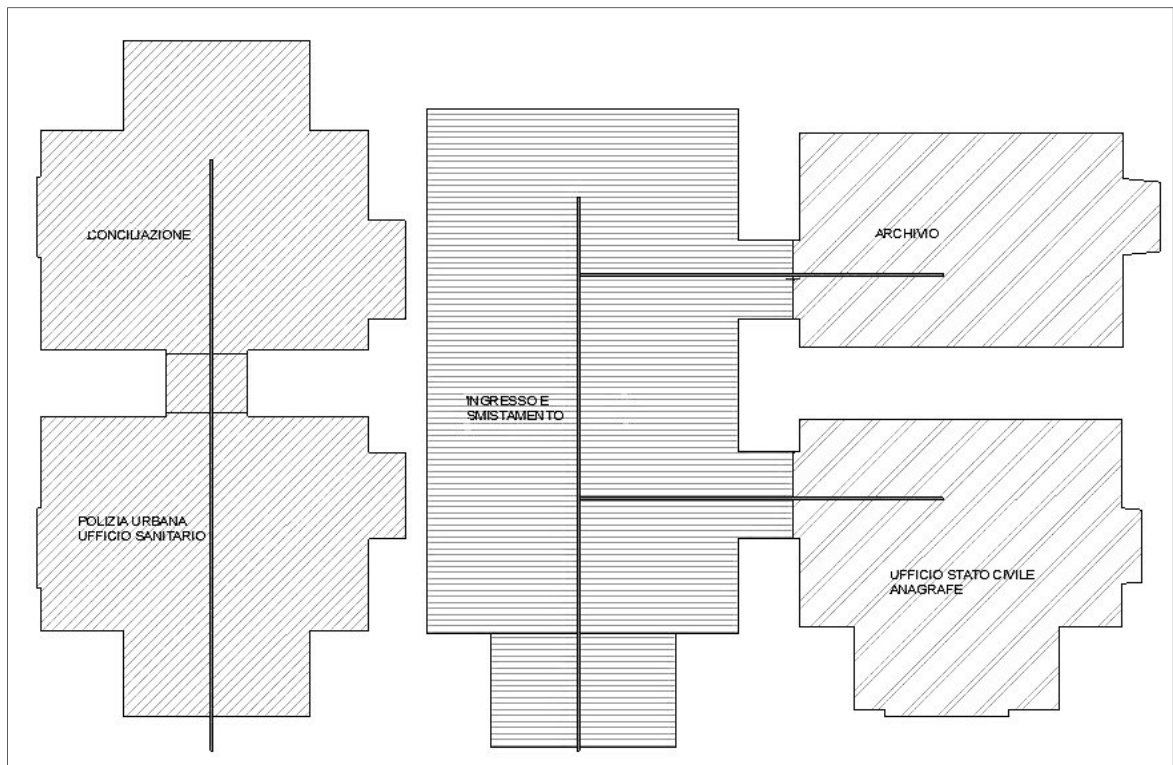


Figura 6.1: Piano terra Casa Comunale Schema funzionale e dei percorsi

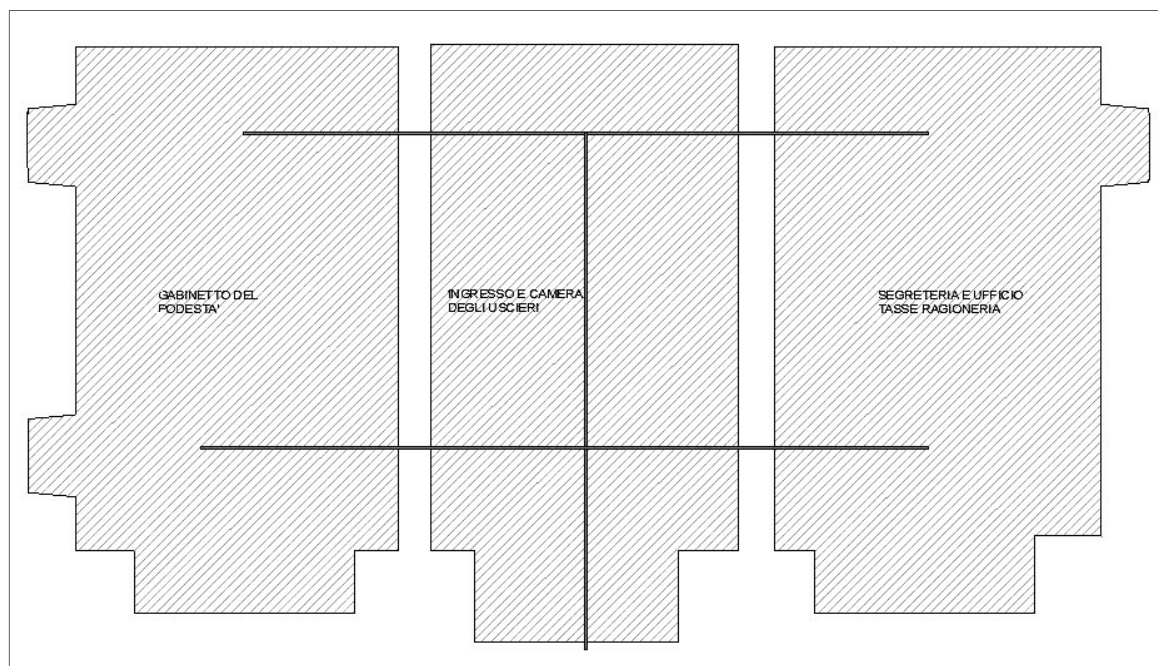


Figura 6.2: Piano primo Casa Comunale - Schema funzionale e percorsi

La consultazione delle Delibere Comunali degli anni successivi alla costruzione dell'edificio ha permesso di conoscere gli interventi di restauro e le modifiche attuate nel corso del tempo.

Nel 1924, il Palazzo del Municipio si nota ancora essere oggetto di lavori di riparazione e manutenzione, che furono eseguiti dall'ingegnere *Buttiglione Stefano* da Mottola, la cui nomina è certificata dalla delibera comunale n.17 "Riparazioni al Palazzo Municipale" del 12/06/1924; tali lavori interessano le pavimentazioni delle sale consiliari ed i muri delle stesse, si riporta la delibera:

"Visti gli atti ed intesa la proposta favorevole del Presidente. Ritenuta la necessità di dare corso ai lavori anzidetti ed ovviare così allo stato indecente in cui sono ridotti il pavimento ed i muri delle sale municipali, l'uno per il logorio dei mattoni di copertura, molti dei quali si presentano per vetustà spezzati e fuori di posto, gli altri perché insudiciate da numerose macchie di umidità causate dalle continue infiltrazioni delle acque piovane attraverso le fenditure che si riscontrano al lastrico solare.(...)Delibera:1. È approvata la spesa di £ 7.500 comprese le £1.300 per impreviste ed onorari all'ingegnere direttore dei lavori per la esecuzione di tutte le riparazioni occorrenti nel palazzo Municipale a scopo di decenza, d'igiene e per la conservazione dell'edificio come risultano dal preventivo succitato redatto dall'ing. Buttiglione (...)."

Si ha conferma dell'avvenuto intervento grazie alla delibera n.78 *“Nomina collaudatore lavori eseguiti nel Palazzo Municipale”* del 29/12/1924 nella quale :

“Il presidente riferisce che essendo stati ultimati i lavori di pavimentazione ed altre riparazioni nel Palazzo Municipale contemplati dal contratto amministrativo 1 Settembre 1924 esecutoriato a Taranto l'8 detto al n.13957, si avrebbe a tenore del relativo capitolato d'appalto procedere alla nomina di un Ingegnere collaudatore dei lavori stessi(...).”

Non si ha purtroppo documentazione del contratto amministrativo su citato e di nessun contratto di tipo tecnico e progettuale sugli stessi.

In un esposto del Podestà del 1932, Dott. *Cataldo Malagnino*, si viene a conoscenza del fatto che già dal 1904, data precedente ai lavori di riparazione al Palazzo Municipale su citati, il Comune si era interessato al problema della carenza dei vani dello stesso, proponendo un ampliamento dell'edificio e incaricando l'Ingegnere *Vito Luisi* di compilare un progetto di ampliamento e sistemazione dei locali comunali. Progetto di cui non si hanno tracce ma che, sempre dallo stesso esposto, si evince essere stato regolarmente approvato dal Genio Civile il 16 Febbraio 1904 al n. 494. Ancora si legge che :

“(...)È evidente da quanto sopra che il problema della definitiva sistemazione della Casa Comunale abbia preoccupato le passate Amministrazioni che poi, divenuto il Comune campo di lotta delle fazioni locali per la conquista dei poteri comunali stessi, in cui ogni benefica iniziativa era spenta o sminuita dalle passioni e dalle guerriglie a scopi di utilità partigiana, nulla conclusero di fatto e tale stato increscioso si è tirato avanti fino ad oggi.(...) Si costruirebbe sul suolo comunale adiacente a nord del fabbricato attuale; si otterrebbero quattro locali a pianterreno che il Comune potrebbe cedere in parte come sede dell'O.N.B. e della M.V.S.N. , economizzando una spesa di £ 1.500 annue e parte dare in fitto, ricavando sicuramente £ 1.500 all'anno; provvedere al locale per la sistemazione dell'Archivio di deposito; provvedere a destinare e arredare un ambiente per la Conciliazione e un altro per l'Ufficio Sanitario; dare al Podestà e al Segretario il proprio ufficio per lo svolgimento delle molteplici e delicate pratiche (...).”

La proposta del Podestà di provvedere ad un ampliamento della Casa Comunale fu approvato e affidato all'Ingegnere *Antonio Sorace* con deliberazione del Podestà n.36 del 30/04/1932 *“Ampliamento e sistemazione Casa Comunale, incarico ingegnere progettista”* dalla allora Amministrazione Comunale, che fece redigere dallo stesso un nuovo progetto, adeguandolo alle crescenti necessità ed esigenze, cancellando così i progetti precedenti:

quello del 1909 a carico dell'Ingegnere *Vito Luisi* e sua rivisitazione del 1923 a carico dell'Ingegnere *Stefano Buttiglione*, che marginalmente ai previsti lavori di manutenzione si occupò dello stesso.

Tale progetto, presentato dall'Ingegnere *Antonio Sorace*, fu approvato dalla Amministrazione comunale il 29/10/1932 con delibera n. 84, protocollata al n. 3672, dalla quale inoltre si evince che la spesa complessiva prevista e approvata fu di £ 66.447, stanziata fino a £35.000 con l'applicazione dell'avanzo di amministrazione dell'esercizio 1931- IX, £10.000 previste nel bilancio 1933 e il rimanente dal bilancio 1934.

Si deduce che tale ampliamento sia stato realizzato su quella che anticamente possiamo considerare fu una cisterna per la raccolta e prelievo delle acque, fatto riscontrato rilevando il piano interrato della nuova parte dell'edificio, avente superficie e ingombro minori rispetto la restante parte ai piani fuori terra, che, invece, seguono e rispettano l'ingombro esterno dell'edificio esistente. A tale conclusione può portarsi il fatto che sulle volte presenti si sono rinvenuti tamponamenti di quelle che, forse, all'epoca della costruzione della cisterna, furono botole per il passaggio dei tubi per la immissione e per il prelievo delle acque nonché, date le dimensioni, per il passaggio del personale addetto alla manutenzione del locale. Si pone qui di seguito la pianta dell'edificio, evidenziando le parti riguardanti l'ampliamento sopra citato e per quanto concerne il piano interrato, quello che era l'ingombro della supposta cisterna.

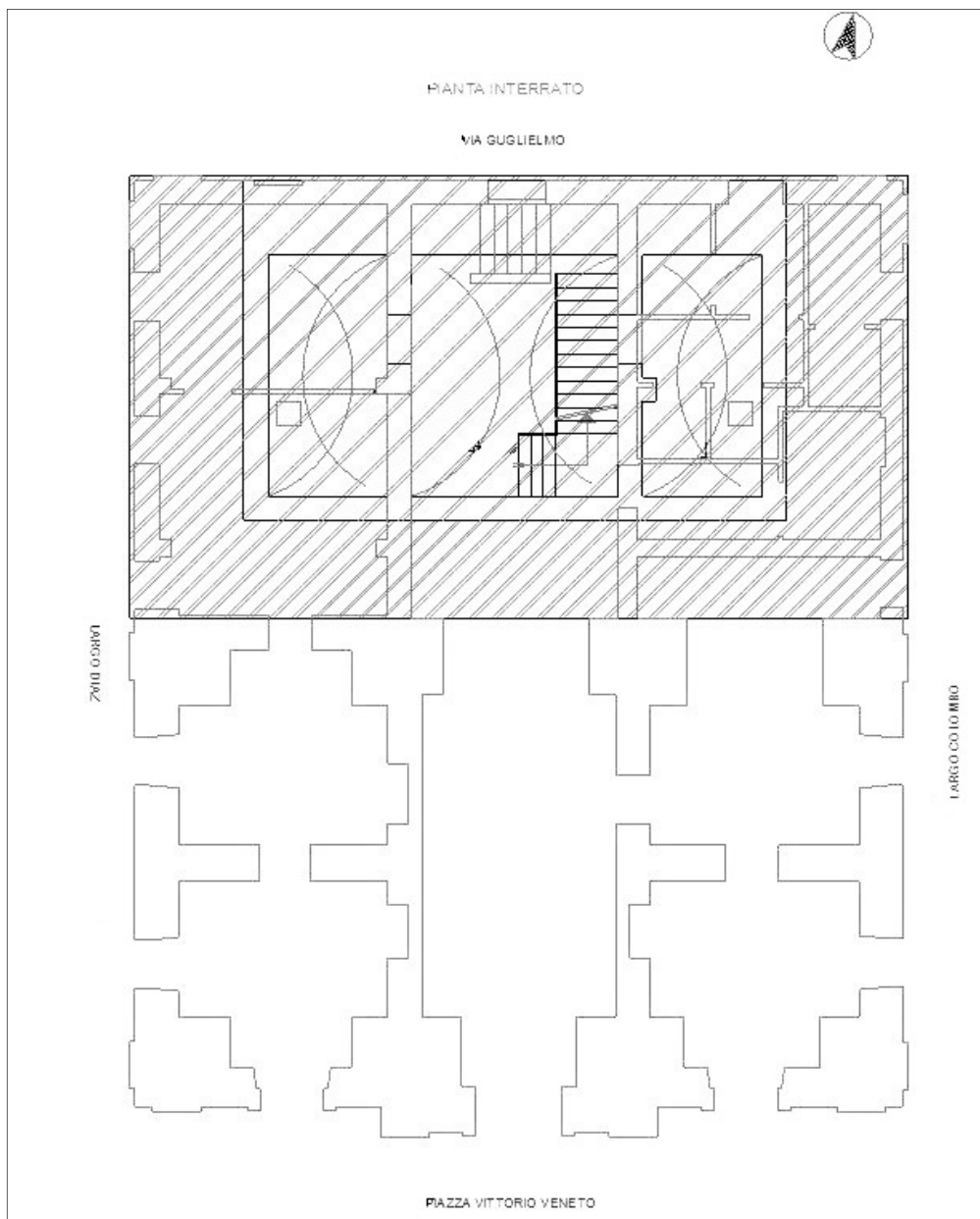


Figura 6.3: Piano Interrato, Localizzazione della cisterna

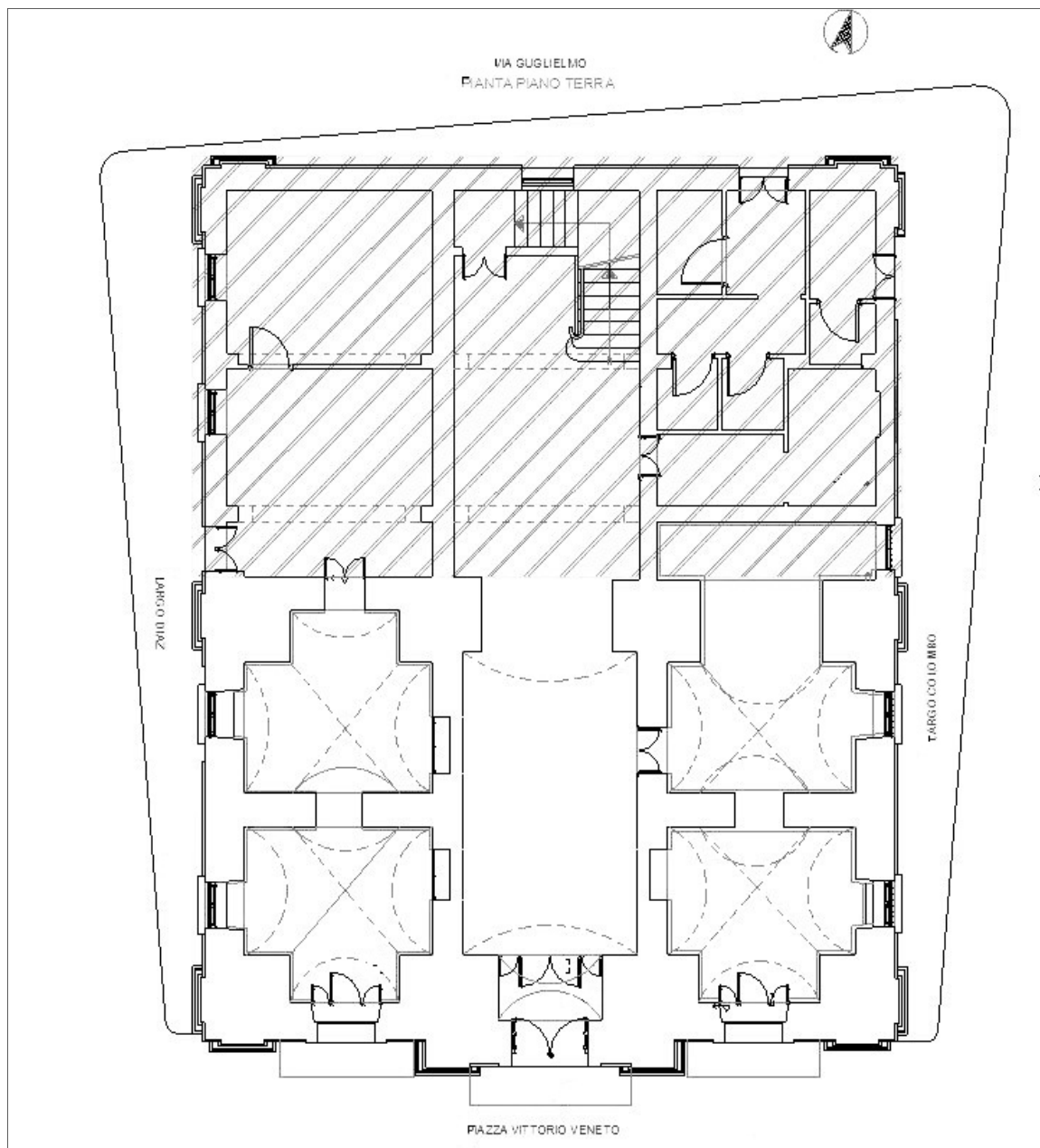


Figura 6.4: Piano Terra, Localizzazione del corpo di fabbrica successivo al 1923

L'ampliamento suddetto venne realizzato e affidato al signor *D'Elia Liberato di Pietro*, muratore, nato a Mottola, domiciliato e residente a Palagiano, il quale firmò il contratto con un preventivo di appalto di £ 43.720,15 così ridotto rispetto al preventivo originario a causa del ribasso d'asta offerto ed accettato nella misura percentuale di £ 26. L'amministrazione comunale, inoltre, affidò l'incarico di direttore dei lavori allo stesso Ingegnere progettista *Antonio Sorace* in quanto, essendo residente del luogo, si sarebbero potuti evitare gli aggiuntivi costi di diaria e di trasporto per la nomina di un ingegnere esterno. Ma, da quanto si evince dalla lettura di una delibera del podestà, la n. 33 del 11/03/1933, avente come

oggetto “*Nomina direttore dei lavori ampliamento casa comunale*”, tale incarico venne in seguito affidato all’Ingegnere *Gennarini Alberto* da Taranto. Quest’ultimo, visto lo stato di degrado in cui versava l’edificio esistente, propose una perizia suppletiva, in quanto si necessitava dare una continuità estetica ma anche funzionale tra parte vecchia, in origine mercato coperto, e nuova, visti anche i danni e le precarietà di stabilità nelle volte e nelle pavimentazioni delle quali si prevedeva la demolizione e il completo calcolo e rifacimento in base alle allora attuali regole di stabilità al fine di armonizzare le due costruzioni. Tale perizia fu accettata dalla Amministrazione Comunale con delibera n. 121 “*Ampliamento locali uffici comunali, perizia suppletiva*” del 21/10/1933 e approvata per un totale che ammonterebbe a £ 31.000 con una percentuale di £ 26 sempre a carico del Sig. *D’Elia Liberato*.

Nelle suddette delibere non si parla di un rifacimento integrale delle facciate esistenti, durante i predetti lavori di restauro e ampliamento, ma si è scoperto esser giunta al Prefetto una lettera di lamentele da parte di un cittadino il quale con tale cartolina mostra disgusto per la sostituzione degli ornati di pietra da taglio di cui sosteneva essere arricchita la facciata realizzando invece “uno sgorbio con pietra tufacea” che avrebbe così comportato per la città di Palagiano una perdita di un’architettura bella anche se vecchia. Lettera questa a cui il Prefetto rispose chiedendo chiarimenti al Podestà il quale, a sua volta, con un conforme parere del Direttore dei lavori affermò la non esistenza in facciata di ornati di pietra da taglio, i quali, quindi, non potevano esser stati sostituiti. Ancora affermò che la “non resistente pietra tufacea” era, invece, buona muratura con la quale erano stati realizzati i piedritti a sostegno dell’allargamento delle aperture, con tufi a cuce e scuce e soprastati da architravi in cemento armato. Architravi che non sarebbero potuti essere realizzati in pietra da taglio per motivi di indole economica e soprattutto di indole tecnica in quanto, l’impiego di tale materiale avrebbe provocato la rottura degli arconi sovrastanti ed il loro conseguente indebolimento, offrendo cioè l’esatto contrario di quanto ottenuto con l’uso del calcestruzzo e delle pietre tufane. Si viene a conoscenza ancora da tale documentazione che, in seguito a tali lavori, i piedritti e gli architravi son stati rivestiti da strati di intonaco di cemento protetto lungo gli spigoli con ferri angolari e piatti.

Nel 1942 l’edificio della Casa Comunale subì ulteriori lavori di riparazione delle coperture che, logorate dal tempo, lasciavano penetrare umidità nella parte interna dei vani adibiti a uffici con conseguente grave pregiudizio della conservazione e del decoro dell’immobile.

Tali lavori furono eseguiti a regola d'arte dal muratore *Lorè Vincenzo* nell'Ottobre 1941, attestati dalla delibera n. 27 del 14/2/1942, "*Riparazioni al Palazzo Municipale- Variazioni al bilancio 1942*".

Lo stesso *Lorè Vincenzo* eseguì i lavori di restauro, previsti e ultimati nell'anno 1947, con progetto dell'Ing. *Antonio Sorace*, approvato dalla allora Amministrazione comunale con delibera n.36 del 21/06/1947 con una spesa totale di £ 160,000, liquidati con delibera n.16 del 29/11/1947, "*Approvazione della spesa per la esecuzione dei lavori di restauro al Palazzo Municipale*".

Lo studio dell'evoluzione storica dell'edificio in esame porta alla luce ennesimi lavori di restauro che lo hanno riguardato, eseguiti nell'anno 1957 a carico del progettista Ingegnere *Pietro D'onghia*, il quale, nella relazione presentata dinanzi al Sindaco, riferisce che: "*Le volte dei locali del primo piano della Casa Comunale presentano diffusissimi e rilevanti segni d'umidità, dovuta all'infiltrazione delle acque piovane attraverso il sistema della copertura e per tanto, per eliminare tale inconveniente, si rende indispensabile la esecuzione dei seguenti lavori:*

- *Pulizia di tutta la terrazza con asportazione di detriti di accumulo, di erbe parassite e pulizia di pluviali discendenti;*
- *Spicconatura e rimozione di intonaco cementizio incoerente e rifacimento delle linee di pendenza del cunicolo;*
- *Rifacimento con intonaco cementizio del fondo e delle pareti del cunicolo;*
- *Spicconatura dell'intonaco nei punti in cui esso è deteriorato dall'umidità e successivo rifacimento dell'intonaco;*
- *Imbianchimento totale di tutti i vani a piano terra e a primo piano;*
- *Coloritura a due passate di tutti gli infissi esterni;*
- *Rifacimento dell'impianto elettrico con eliminazione dei fili esterni e sostituzione di conduttori sotto traccia con tubo Bergmann in tutti i vani a piano terra e a primo piano (...)*"

Tali lavori su citati risultano essere gli ultimi eseguiti sul Palazzo Municipale prima dell'anno 2004, ove il Comune di Palagiano ha previsto la ristrutturazione dell'immobile in concomitanza con l'edificio che dal 1961 ospita la Sede Municipale, sito in Corso Vittorio

Emanuele, dopo che si ritennero inadeguati i locali dello stabile originario allo svolgimento delle funzioni medesime.

Ristrutturazione che ha riguardato soprattutto le facciate esterne dell'edificio, le quali sono state spicconate e sulle quali è stato posto intonaco deumidificante e calcificatore per ovviare alle problematiche di risalita capillare dell'umidità per un'altezza di 3,00 m dal livello stradale; il piano di copertura, sul quale è stata prevista una guaina bituminosa a vista, priva di strato di pavimentazione superficiale a proteggerla al contrario di quanto previsto, ossia posa in opera di lastre leccesi dello spessore di 3cm; trattamento e consolidamento di paramenti murari in pietra o tufo con presenza di efflorescenze di sali igroscopici con sostanza antisale a base di resine sintetiche, capaci di penetrare in profondità anche su supporti umidi e di impedire la migrazione dei sali dall'interno della muratura al paramento esterno. Notabile da tale progetto di ristrutturazione è la confermata presenza di una stele sulla lesena sinistra del prospetto Sud.

6.4 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

A supporto della compilazione dei moduli schedografici, al fine di poter realizzare un lavoro di rilievo completo ed esaustivo, incrementando la fase gnoseologica del manufatto, sono state eseguite delle indagini diagnostiche specifiche in punti sensibili della struttura.

L'Allegato A della Direttiva dedica il **modulo H** alla articolazione delle indagini diagnostiche.

Le indagini diagnostiche sono risultate fondamentali per l'implementazione del modello strutturale, utilizzato in fase di analisi, sciogliendo dubbi e perplessità principalmente legate sia alla costituzione e distribuzione materica più o meno omogenea di alcuni macroelementi, costituenti il corpo di fabbrica, che alla organizzazione del sistema strutturale portante secondo cui si articola la porzione di edificio di più recente costruzione.

La campagna diagnostica, incrementando, quindi, le informazioni disponibili sulla fabbrica, ci ha permesso di utilizzare in fase di analisi un livello di conoscenza più elevato (LC2), individuando il calcolo del relativo fattore di confidenza F_C , di cui tratteremo nei paragrafi successivi, fondamentale ai fini di una analisi il più possibile coerente allo stato di fatto poiché basata su valori caratteristici di resistenza della muratura più vicini ai reali.

Sono state principalmente effettuate indagini di tipo non invasivo e non distruttivo, le quali hanno permesso un incremento parziale delle informazioni a disposizione, informazioni che sarebbero state complete solo se coronate da dati frutto dell'esecuzione di indagini invasive e/o parzialmente/totalmente distruttive, non sempre effettuabili su edifici costituenti patrimonio storico – artistico.

Le indagini effettuate sono:

- Indagine termografica;
- Indagine magnetometrica;
- Indagine georadar.

Nella seguente tabella sono descritte le informazioni fornite da ciascun tipo di indagine effettuata sul corpo di fabbrica:

TIPOLOGIA DI INDAGINE	OGGETTO INDAGINE	INFORMAZIONI FORNITE
TERMOGRAFIA	Partizione orizzontale	Orditura solaio
	Partizione verticale	Grado di omogeneità materiali costituenti il corpo di fabbrica
MAGNETOMETRIA	Pilastro	Presenza, distribuzione e quantificazione armatura
	Corpo scala	
	Trave alta	
GEORADAR	Partizione orizzontale	Ricostruzione stratigrafica degli elementi costituenti
	Partizione verticale	

Tabella 6.1: Informazioni correlate alle specifiche attività diagnostiche eseguite

Le indagini diagnostiche sono state svolte nel corso di tre campagne differenti. Di seguito sono riportati, campagna per campagna, le modalità di svolgimento delle prove e gli esiti susseguenti alla elaborazione dei dati raccolti:

- **Prima campagna di indagini:**

Durante la prima campagna di indagini sul Municipio di Palagiano, svolta il 16 maggio 2012, sono state eseguite principalmente tre prove: termografia, magnetometria e georadar.

La termografia passiva è stata utile per l'individuazione dell'orditura del solaio di copertura, identificazione di quadri umidi a primo piano e di eventuali differenze materiche degli elementi intonacati, permettendo di evidenziare la presenza di architravi e cordoli all'interno dei paramenti murari in calcarenite di Gravina.

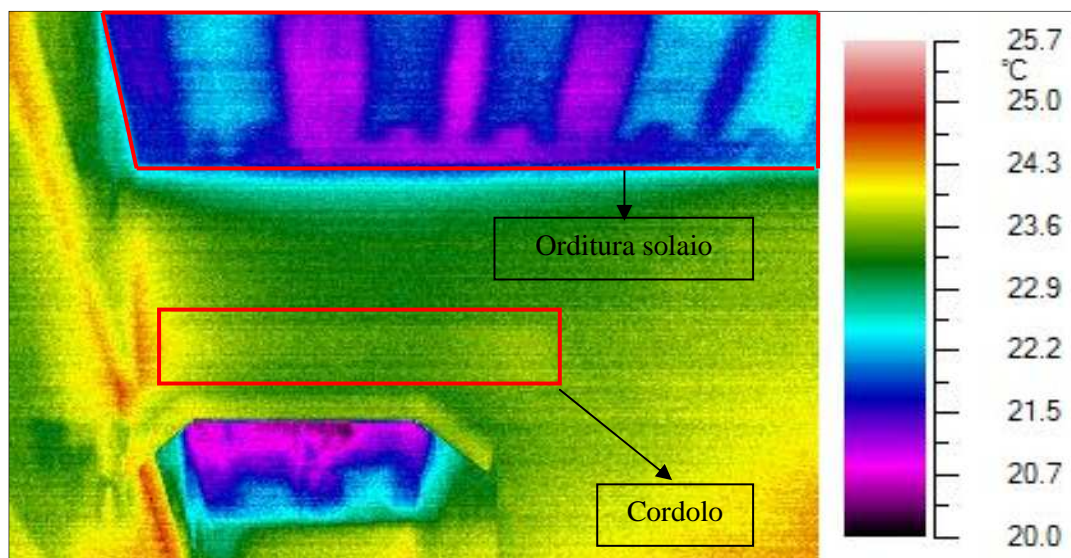


Figura 6.5: Termogramma tipo, ottenuto con termografia passiva eseguita a piano primo

La prova magnetometrica, eseguita con la finalità di individuare armatura all'interno dei pilastri posti a piano terra della struttura, nella zona di costruzione più recente, ha dato esito negativo, evidenziando l'assoluta assenza di eventuali ferri di armatura sia longitudinale che trasversale e individuando la sola presenza di elementi metallici di tipo puntuale, irrilevanti dal punto di vista strutturale.

La medesima prova, effettuata a intradosso della prima rampa e del primo pianerottolo di sosta del corpo scala, di collegamento tra il primo e il secondo piano, ne ha evidenziato la tipologia costruttiva ovvero scala con soletta piena in calcestruzzo armato, identificando l'orditura di ferri trasversali e longitudinali sia della rampa che del pianerottolo.

Ultimo elemento indagato è rappresentato dalla trave alta in calcestruzzo armato, appartenente al solaio di primo piano. La prova, eseguita a intradosso dell'elemento, ha evidenziato la probabile presenza all'interno dello stesso non di una classica armatura costituita da ferri longitudinali e trasversali bensì di un elemento strutturale resistente a flessione, costituito da una putrella in ferro, circondata da un involucro in calcestruzzo.

La prova georadar, eseguita sul "pilastrone" in muratura posto a piano terra della struttura storica, tra l'atrio e la sede della "Pro Loco", delle dimensioni di 190 cm x 185 cm, con l'obiettivo di identificare le caratteristiche costruttive dello stesso, è stata effettuata con l'ausilio di due antenne a frequenza emissiva d'onda differente: 600 Mhz e 2Ghz. Per l'elaborazione dei radargrammi e rappresentazione della corretta profondità analizzata, in assenza di calibrazione dello strumento per la determinazione della velocità nel mezzo indagato, si è ipotizzata una velocità di propagazione media dell'onda in mezzo tufaceo di 130×10^6 m/s. L'elaborazione dei dati in laboratorio ha evidenziato la presenza di corpi puntuali di natura metallica posti superficialmente, sotto intonaco, e la probabile presenza di una muratura a sacco, con paramento esterno unico, costituito da blocchi di calcarenite di Gravina e riempimento plausibilmente composto da materiali di risulta di medesima natura misti a malta. L'incertezza delle prove eseguite e la difficoltà interpretativa dei risultati conseguenti è dovuta alle imponenti dimensioni dell'oggetto esaminato e alla limitata efficacia degli strumenti utilizzati per indagini su corpi le cui dimensioni superano il metro di profondità.

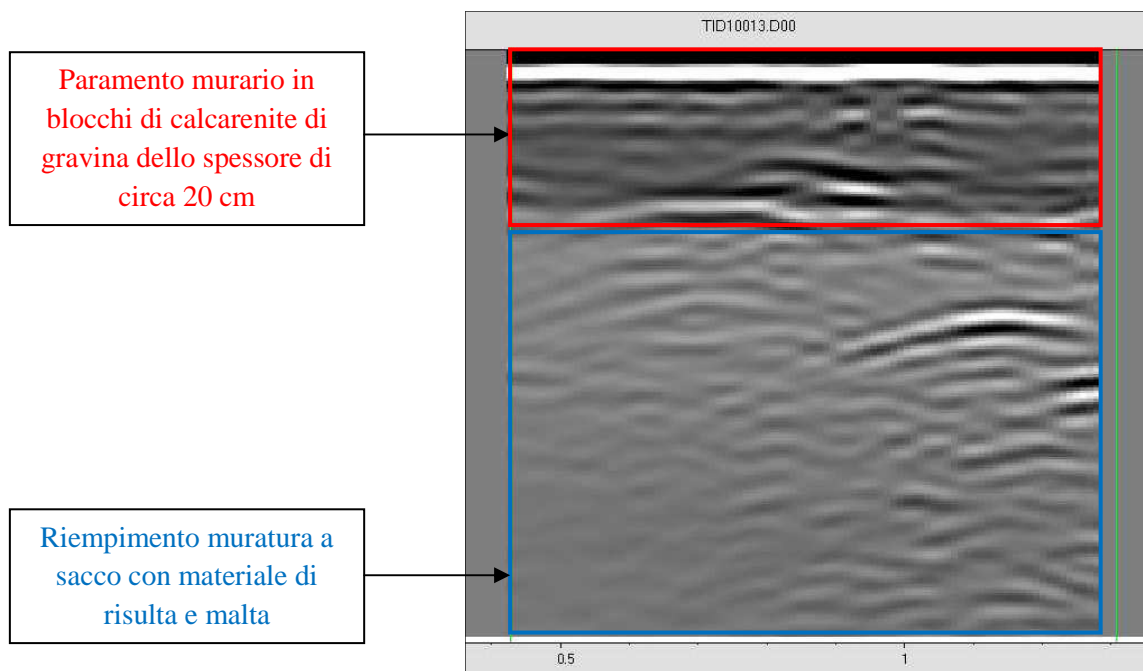


Figura 6.6: Radargramma tipo, ottenuto con antenna da 2Ghz su pilastro in muratura

- **Seconda campagna di indagini:**

La seconda campagna di indagini è stata eseguita il 22 maggio 2012, utilizzando principalmente la strumentazione georadar sia per il completamento dell'indagine del "pilastro" in muratura lato atrio, collocato a piano terra della struttura storica, solo parzialmente esaminato durante la prima campagna di indagini, che per analizzare la natura costruttiva del solaio posto a primo piano.

Ci concentriamo principalmente sulla prova eseguita sul solaio poiché gli esiti della prova sul pilastro sono stati presentati precedentemente.

La prova georadar, eseguita a primo piano, utilizzando sia l'antenna da 2Ghz che quella da 600Mhz, su una porzione di solaio di circa 190 cm x 75 cm, in corrispondenza della trave alta sottostante, ha evidenziato la presenza di un solaio in calcestruzzo armato con una doppia orditura di ferri ortogonali tra loro sfalsati di alcuni centimetri e posti in opera con passo differente nelle due direzioni. L'ipotesi più attendibile è che il solaio sia costituito da una soletta piena in calcestruzzo, armata nella zona inferiore da ferri, che scaricano direttamente peso proprio e sovraccarichi accidentali e permanenti su muri portanti in un senso e su putrelle

nell'altro. La tipologia di solaio, così costituita, è plausibilmente riconducibile a un solaio del tipo "Monier".

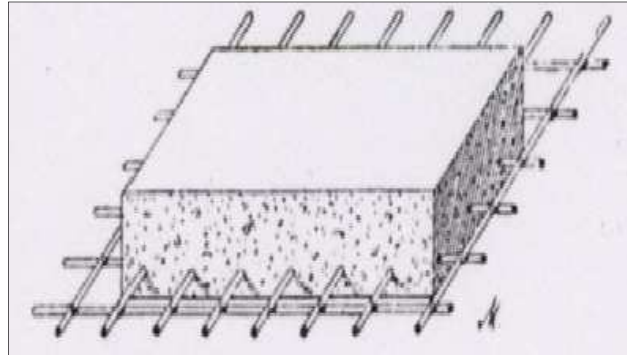


Figura 6.7: Solaio in cemento armato a soletta piena del tipo Monier

I radargrammi hanno ben evidenziato la doppia orditura di ferri, esaltando la presenza della putrella, collocata inferiormente alla soletta armata. In questo caso è stata possibile la corretta calibrazione dell'antenna radar. Infatti, conoscendo lo spessore del solaio, è stato possibile, ponendo l'antenna a estradosso e oscillando una barra metallica a intradosso, calcolare la velocità di propagazione dell'onda nel mezzo considerato. In questo caso la velocità dell'onda è di 130×10^6 m/s. Conosciuta la velocità di propagazione dell'onda, è stato possibile rielaborare i radargrammi, ottenendo delle scansioni sia longitudinali che trasversali del solaio di elevata precisione.

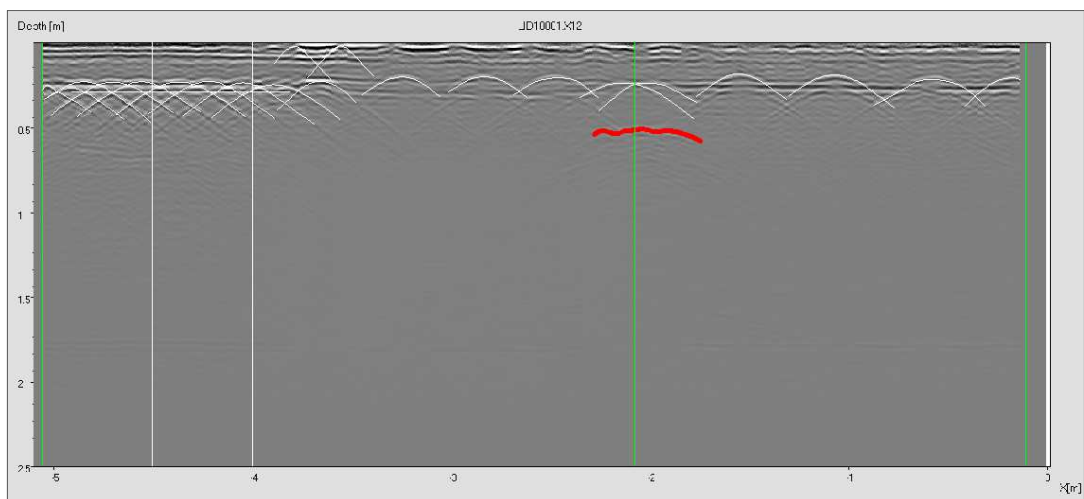


Figura 6.8: Radargramma tipo, ottenuto con antenna da 2Ghz su solaio a piano primo

La figura 6.8 mostra un radargramma tipo in cui è possibile notare sull'asse delle ascisse la lunghezza della scansione e sull'asse delle ordinate la profondità. Ad una

profondità di circa 50 cm, evidenziato in rosso, il disturbo dell'onda emessa dallo strumento radar indica la presenza della putrella in ferro di sostegno al solaio.

Le parabole in bianco in figura evidenziano la presenza di ferri di armatura ortogonali all'immagine, collocati esattamente nel vertice di ciascuna di esse. L'esame di ciascun radargramma ha permesso di ricostruire l'armatura del solaio (a destra dell'immagine) e di evidenziare la presenza di una rete elettrosaldata di irrigidimento (a sinistra dell'immagine), collocata sotto il pavimento della struttura storica, probabilmente posta in opera a seguito di un intervento di ripristino del copro di fabbrica.

- ***Terza campagna di indagini:***

Durante la terza campagna di indagini, eseguita il 15 giugno 2012, le principali prove effettuate sul complesso architettonico sono state termografia attiva e georadar. *La prova georadar*, svolta sul solaio a piano primo, come evidenziato nelle successive tavole, ha sostanzialmente confermato le ipotesi costitutive avanzate durante la seconda campagna di indagini. *La termografia attiva* è un particolare tipo di prova eseguita eccitando con lampade a incandescenza da circa 1000 W di potenza una superficie predeterminata. Sia la fase di riscaldamento della superficie che quella di raffreddamento della stessa sono riprese con l'ausilio di una termocamera, opportunamente collocata su un cavalletto stabilizzante e centrata sulla superficie grazie ad un "marker".

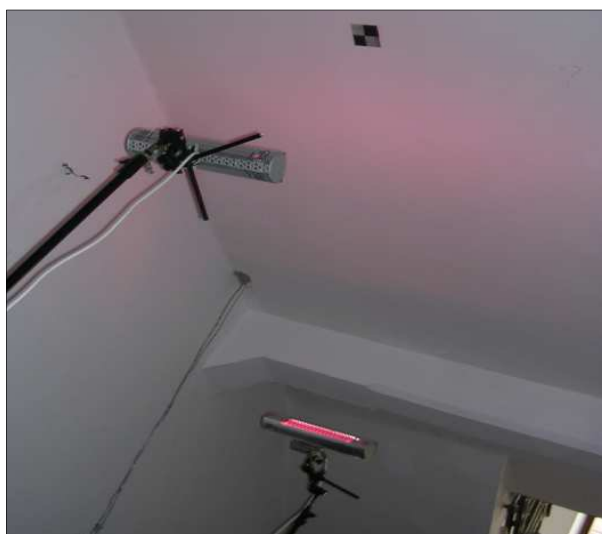


Figura 6.9: *Termografia attiva, fase di riscaldamento intradosso solaio*

Grazie ad una particolare opzione multi scatto, è stato possibile acquisire termogrammi sia in fase di riscaldamento che di raffreddamento, a scansione di tempo regolare. La sequenza di termogrammi acquisita permette di evidenziare nel tempo eventuale presenza di materiali di differente natura, a differente radiazione infrarossa a temperatura ambiente.



Figura 6.10: *Posizionamento termocamera per acquisizione dati*

La termografia attiva è stata eseguita sia su una pozione di muratura che di solaio posti nella zona atrio a piano terra.

Per il *solaio* l'obiettivo era evidenziare l'eventuale orditura dello stesso. Utilizzando due lampade di potenza pari a 1000 W ciascuna, si è proceduto a riscaldare l'intradosso del solaio a partire dalle ore 10:50 fino alle ore 12:25. L'acquisizione dei fotogrammi è avvenuta a partire dalle ore 11.20 con intervallo di tempo regolare di 2 minuti tra una acquisizione e la successiva. La termografia ha evidenziato la presenza di un materiale omogeneo, confermando l'ipotesi scaturita dall'indagine radar della presenza di un solaio con soletta piena in calcestruzzo armato.

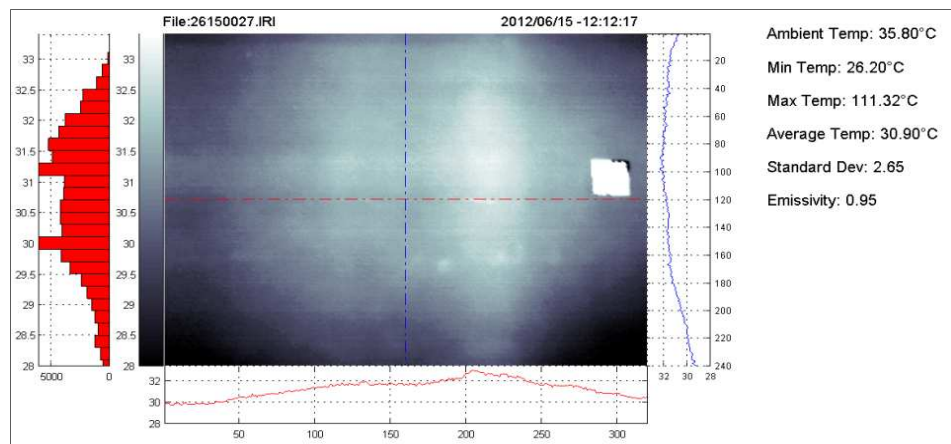


Figura 6.11: Fotogramma acquisito durante il riscaldamento del solaio a intradosso

Per la muratura l'obiettivo della prova era evidenziare l'eventuale presenza di un pilastro, matericamente diverso dalla muratura in tufo. Il riscaldamento della superficie con due lampade di potenza pari a 1000 W ha avuto inizio alle ore 14:18 e fine alle ore 14:52. Scattando i fotogrammi con medesimo intervallo temporale prima descritto, la prova ha mostrato l'assenza di un eventuale pilastro, mostrando una muratura sostanzialmente omogenea, evidenziando la presenza di un probabile cordolo, forse un architrave, segno di un'apertura plausibilmente murata nel tempo.

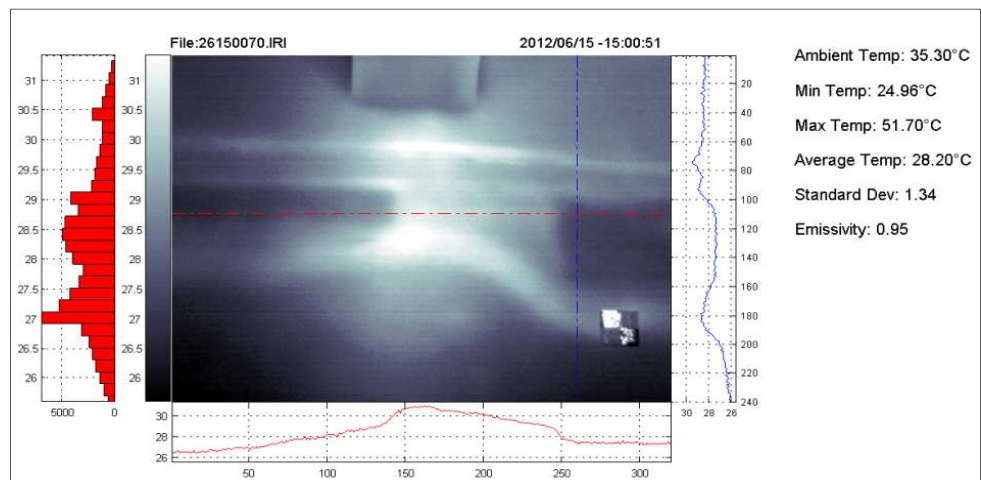


Figura 6.12: Radargramma tipo, ottenuto con antenna da 2Ghz su solaio a piano primo

Gli esiti delle analisi effettuate sono stati opportunamente inseriti in relative schede prodotte a coronamento della campagna di indagini eseguite e di seguito riportate, costituenti il modulo schedografico H.

6.5 - IDENTIFICAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOMORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE

Il Comune di Palagiano fa parte del più ampio territorio denominato Murgia delle Gravine, che corrisponde alla parte sud orientale delle murge. Questo territorio è profondamente caratterizzato dalla presenza di profonde incisioni nella roccia carsica, denominate gravine, disposte in senso nord-sud e che attraversano tutto l'area, dalla murgia alla pianura. Dal punto di vista idrografico, l'area corrisponde in parte al bacino del fiume Bradano e all'intero bacino del fiume Lato e del fiume Lenne. Dal punto di vista altimetrico è suddivisibile in tre distinte fasce: la pianura (0/50 m s.l.m.), la pre - murgia (50/350 m s.l.m.) e la murgia (oltre i 350 m s.l.m.).

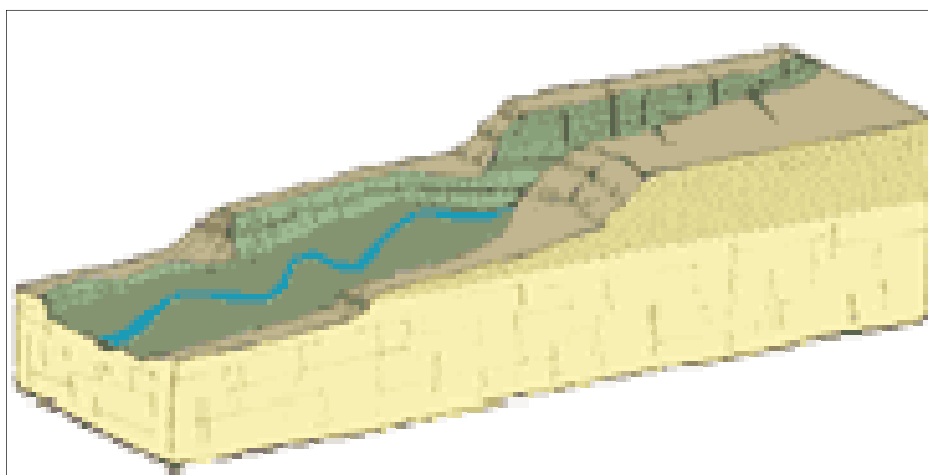


Figura 6.13: Gravina tipica del territorio di Palagiano

6.5.1 - CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

In questo territorio affiorano estesamente depositi plio - pleistocenici, essenzialmente calcarenitico - sabbiosi ed argillosi, sovrapposti a una spessa successione di strati rocciosi, di natura carbonatica di età cretacea. Il tetto dei calcari cretacei risulta strutturato a gradinata, da un sistema di faglie secondo le direzioni E-O e NO-SE. Tali faglie, attive fin dall'inizio del Pliocene, hanno dato origine a depressioni tettoniche, successivamente invase e colmate di sedimenti, poi emersi a seguito del generale sollevamento, tuttora in atto, dell'arco Ionico - Tarantino. Tali depositi, di natura argilloso - sabbiosa, hanno pertanto conservato inalterato il loro assetto originario, come dimostrato dall'andamento pressoché orizzontale degli strati. Nelle sezioni naturali delle gravine è possibile osservare quanto ora riportato, infatti nella parte a settentrione e sul fondo, affiorano i calcari cretacei, che si mostrano in strati o banchi

variamente inclinati e piegati, su cui poggiano i depositi calcarenitici e argillosi, con disposizione sub orizzontale. Dalle più antiche alle più recenti, si riconoscono le seguenti formazioni, note in letteratura geologica con il nome di:

- Calcarea di Altamura (C^{11-7});
- Calcarenite di Gravina (P - Q^C);
- Argille subappenniniche (Q_a);
- Depositi marini terrazzati (Q_{cg});
- Depositi alluvionali (Q_{cg}).

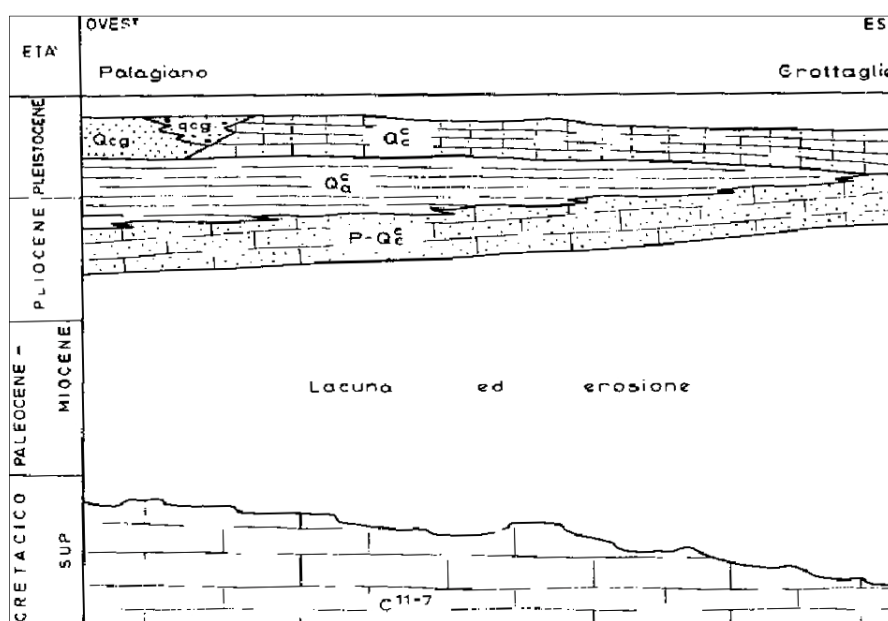


Figura 6.14: Schema dei rapporti stratigrafici tra le unità affioranti nel foglio 202 di Taranto Carta Geologica di Italia alla scala 1:100.000, foglio 202, Taranto

Il Calcarea di Altamura è costituito da strati o banchi di calcari a grana fine e tenaci, a luoghi dolomitici, in vario modo fratturati, di spessore variabile da 10 - 15 centimetri a 2 metri. Il colore è mutevole dal bianco al grigio nocciola; localmente, in presenza di residui ferrosi, si osserva una colorazione rossastra, collegata agli effetti dei fenomeni di dissoluzione carsica. La Calcarenite di Gravina risulta costituita da calcareniti organogene massive (“tufo calcareo”), di colore bianco giallastro o grigio, con abbondanti resti di micro e macrofossili. La formazione ha uno spessore, rilevabile nelle sezioni naturali delle gravine, di circa 40 metri, e si osserva lungo un’area estesa compresa indicativamente da Nord a Sud, tra i 200 e 70 metri sul livello del mare; in essa ricadono quasi tutti i centri abitati dell’area delle gravine. Argille sub-appenniniche. Si tratta di argille, più o meno limose, di colore variabile

dal grigio - azzurro al verdastro molto plastiche e di aspetto massiccio. Al di sopra di questi sedimenti si rinvencono *depositi a prevalente componente sabbiosa, localmente terrazzati, formati da sabbie giallastre con ciottoli; lo spessore è dell'ordine di pochi metri*. I Depositi alluvionali si osservano sul fondo delle gravine e lame esistenti e sono il prodotto dell'azione di erosione, trasporto e deposizione, operata dalle acque correnti sulle rocce presenti nell'area. Risultano costituiti in genere da blocchi o ciottoli di calcari e calcareniti, di forma arrotondata.

Il territorio del Comune di Palagiano ricade nel Foglio 202 della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 e precisamente nella fascia costiera della Tavoletta IV SO Palagiano in scala 1:25.000.

Dal punto di vista geologico nella porzione settentrionale affiora il calcare di Altamura, è presente in banchi di rocce calcaree compatte, ben stratificate e spesso con diverso grado di fatturazione e carsismo. Il Calcare di Altamura passa verso l'alto alla Calcarenite di Gravina, costituita da calcareniti massicce e a luoghi stratificata, ricche di fossili rappresentati da frammenti di Briozoi, Echinidi, Molluschi. Al tetto di tali depositi affiorano le Argille subappennine costituite da argille o argille marnoso - siltose, talvolta sabbiose, di colore grigio-azzurro. Lungo le pareti delle incisioni dovute all'azione erosiva dei corsi d'acqua (lame) si rinvencono i depositi marini terrazzati (DMT), distribuiti diffusamente quasi per tutto il territorio di Palagiano presentando caratteristiche differenti da zona a zona; sono caratterizzati da sabbie di colore generalmente giallastro a diverso contenuto fossilifero e a luoghi da conglomerati costituiti da ciottoli poligenici. Sul fondovalle delle lame affiorano i depositi alluvionali dal carattere ciottoloso; lungo la fascia costiera si rinvencono invece depositi costieri attuali e recenti: i depositi costieri recenti sono costituiti da un cordone di dune sabbiose alte 18 m s.l.m. e ricoperte da una fitta pineta. I depositi costieri attuali sono costituiti da dune parzialmente fissate da una copertura vegetale, alte fino a 8 m. s.l.m., e dalla spiaggia emersa sabbiosa; si tratta di sabbie medio - fini.

6.5.2 - GEOMORFOLOGIA

Il territorio di Palagiano giace alla base del versante murgiano, caratterizzato da un aspetto collinare con pendenze molto elevate, degradando verso l'attuale linea di costa con direzione nord - sud. Il territorio si presenta pianeggiante con pendenze molto lievi; a luoghi la superficie topografica è resa ondulata da dossi, denominati "givoni", che corrispondono ad

antichi cordoni di dune costiere consolidate che contrassegnano antiche linee di costa. L'elemento morfologico più importante è rappresentato da incisioni vallive, con alvei piatti e svasati e profonde una decina di metri appena, che scorrono da Nord a Sud parallelamente le une alle altre: ad ovest troviamo la lama di Lenne, che in prossimità della costa diventa il Fiume Lenne raccogliendo le acque che ricadono nel territorio di Palagianello e Mottola, ad est si estendono la Lama d'Uva e la Lama di Vite. Il confine meridionale è rappresentato da una fascia litorale di sette chilometri, percorsa da una fitta pineta; il litorale costiero è caratterizzato da una spiaggia bassa, sabbiosa e con pendenze lievi, larga dai 20 ai 30 metri. L'arenile è protetto dall'entroterra da dune, fissate parzialmente dalla copertura vegetale e alte 12 - 13 metri sul livello del mare.

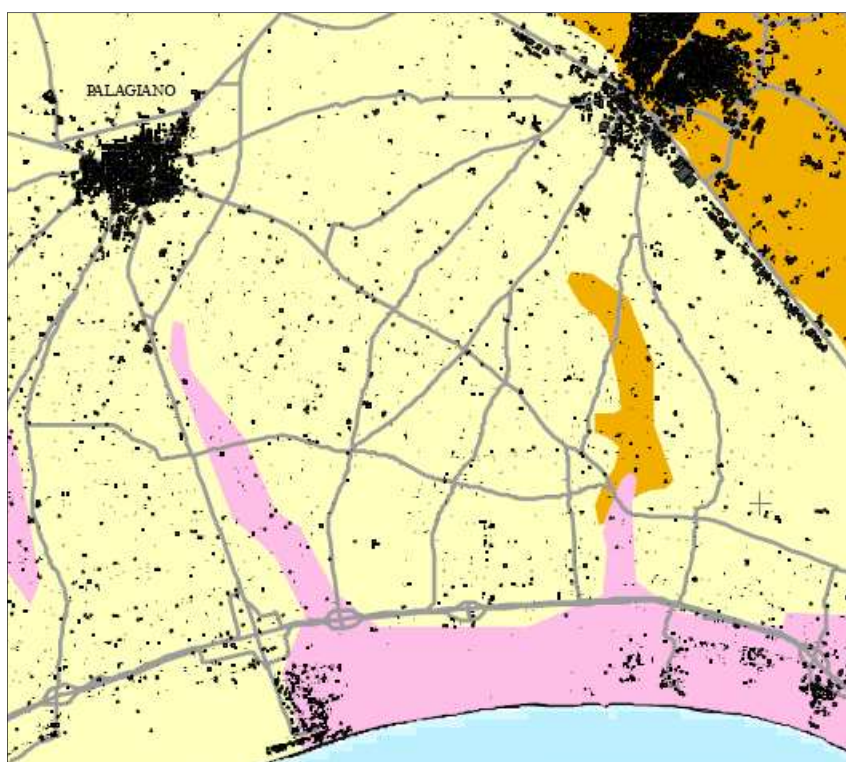


Figura 6.15: Carta Geologica della Provincia di Taranto, Tav. 04, PTCP (Allegato 10)

6.5.3 - IDROGEOLOGIA E IDROLOGIA

Il comune di Palagianio è situato al centro di due aste di drenaggio naturali principali, costituite dalla Lama di Lenne verso ovest e dalla Lama d'Uva verso est. Appena ad ovest del centro abitato è presente l'alveo naturale del torrente Lamoscella, che a sud del paese cambia nome divenendo Lama di Vite, per poi confluire ancora più a sud nella Lama d'Uva. Questo corso d'acqua non sfocia a mare, bensì viene riportato verso ovest alla Lama di

Lenne attraverso il canale artificiale Marziotta. La foce dell'intero bacino scolante è quindi unica e coincide con la foce della Lama di Lenne. Gli alvei naturali appaiono ben dimensionati dall'azione millenaria delle piene derivanti dalle gravine, poste a monte in direzione nord, fatti salvi alcuni punti di restringimento causati dalla costruzione poco accorta di manufatti in alveo, il canale Marziotta non risulta correttamente dimensionato per smaltire tutta la portata derivante dalle Lame Vite ed Uva. Tale considerazione è avvalorata dal fatto che il punto dove inizia il canale Marziotta, posto appena a monte della località costiera Chiatona, caratterizzato da una zona in leggera depressione, diventa frequentemente teatro di allagamenti, anche in occasione di precipitazioni non eccessivamente violente. In questa situazione, crescendo il livello di invaso di quest'area depressa, lo smaltimento delle portate provenienti da monte viene assicurato sia dal canale Marziotta, sia da un canale che sfocia nel fiume Patemisco e poi a mare, in un bacino idrografico differente. Oltre a ciò, il territorio di Palagiano è circondato da una rete di canali minori, che conferisce le acque drenate nei corsi d'acqua precedentemente descritti. Lo stato attuale di tale rete idrografica minore è del tutto insufficiente rispetto alle esigenze che si manifestano durante gli eventi meteorologici più critici. La grande maggioranza dei canali prima descritti, nello stato attuale, nasce dal nulla nei coltivi che circondano la città ed altrettanto in modo repentino finisce nel nulla oppure presenta bruschi restringimenti di sezione, oppure curve ad angolo retto. Dall'osservazione diretta in campo si evince che anticamente la rete di drenaggio era sviluppata in modo congruo, sulla base delle linee di compluvio naturale, ma successivamente interventi umani di edificazione o coltivazione hanno ristretto, regimentato o cancellato del tutto le sezioni di deflusso. Infine, sono state realizzate sul territorio parecchie opere in rilevato di tipo nastriforme, quali la ferrovia, l'autostrada A14 e la strada statale tangenziale di Palagiano, che hanno alterato, in maniera anche significativa, il regime naturale dei deflussi. Per esempio, l'apporto delle gravine di monte viene forzatamente incanalato negli attraversamenti ferroviari e giunge al rilevato autostradale senza che alle gravine venga data la necessaria continuità idraulica; in tal modo le acque si riversano sul rilevato, che costituisce un valido argine alle acque, e defluiscono attraverso ogni apertura, imboccando direzioni preferenziali che le convogliano direttamente e pericolosamente verso il centro abitato di Palagiano. Inoltre, la recente costruzione della tangenziale esterna ha creato una vera e propria barriera al deflusso delle acque derivanti dalle gravine più grandi,

6.5.4 - IL SISTEMA DI FONDAZIONI

La caratterizzazione geometrica, materica e funzionale del sistema di fondazioni del Municipio di Palagiano, vista l'impossibilità dell'esecuzione di prove in situ e di scavi di ispezione, vista l'assoluta assenza di informazioni di tipo progettuale in archivio, è frutto di ipotesi.

Si ipotizza che la struttura sia caratterizzata da un sistema fondale rappresentato da una fondazione continua in blocchi di Calcarenite di Gravina, realizzata dal punto di vista esecutivo identicamente alle pareti soprastanti, vista la continuità tra la struttura muraria in elevazione e la struttura di fondazione stessa.

6.6 - EVOLUZIONE STORICA DEGLI EVENTI SISMICI NEL SITO DI PALAGIANO

Il Comune di Palagiano ricade nella zona 3 della mappa di classificazione della pericolosità sismica a livello nazionale (Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006).

Consultando il DBMI11 (Database Macrosismico Italiano del 2011, <http://emidius.mi.ingv.it>), è stato possibile ricostruire l'evoluzione storica degli eventi sismici più rilevanti dell'ultimo secolo, che hanno interessato il sito di Palagiano.

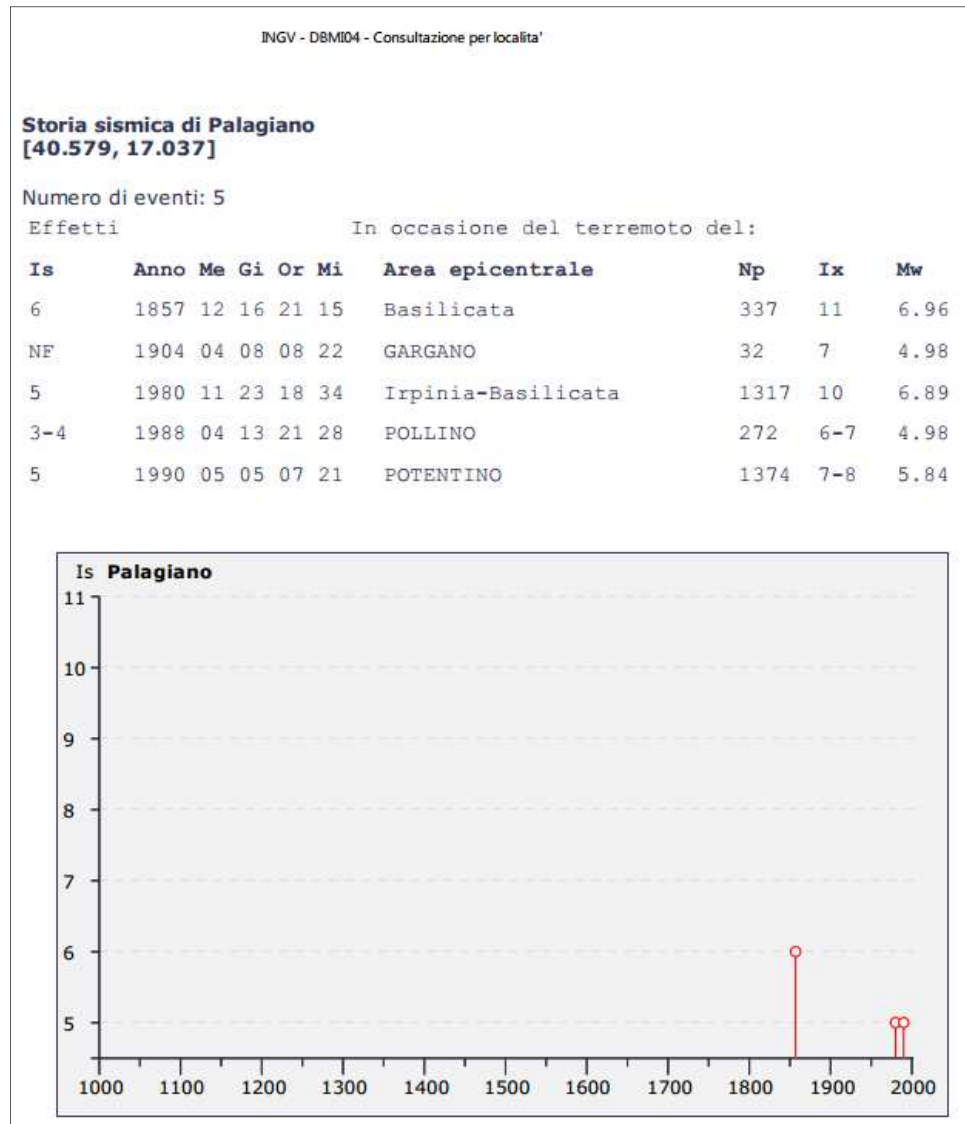


Figura 6.17: Storia sismica del Comune di Palagiano



Figura 6.18: *Elenco località vicine a Palagiano*

Nella figura 6.18 sono elencati i principali eventi sismici che hanno colpito il Comune di Palagiano a partire dal 1857 con magnitudo massima registrata pari a 6. Lo studio evidenzia come la zona sia storicamente interessata da eventi sismici che, seppur di entità contenuta, si verificano e coinvolgono il sito considerato, rendendolo potenzialmente suscettibile al manifestarsi di eventi sismicamente rilevanti.

6.7 - LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA F_C

Lo studio preliminarmente effettuato sul complesso architettonico, attraverso la compilazione degli opportuni moduli schedografici e l'esecuzione delle indagini diagnostiche, è di fondamentale importanza per la definizione del livello di conoscenza del corpo di fabbrica al quale è direttamente associato un fattore di confidenza F_C , utile alla caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti l'edificio.

La Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., individua tre livelli di conoscenza LC ai quali associa opportuni fattori di confidenza. Nel caso oggetto di studio il livello di conoscenza raggiunto è:

- il livello di conoscenza **LC2**, che 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; il corrispondente fattore di confidenza è **$F_C=1.2$** ;

Per il quale i valori medi dei parametri meccanici sono definiti come:

- **LC2:**

- Resistenze: medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione;
- Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella 6.2: Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura (Tabella C8A.1.1, Circolare n. 617/2009)

Dove le verifiche in situ estese ed esaustive sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura, che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti, mentre le indagini in situ estese sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente.

A conferma di quanto avvalorato dalla Circolare n. 617/2009 solo qualitativamente, si è proceduto al calcolo quantitativo dei fattori parziali di confidenza utilizzati, che sommati definiscono il fattore di confidenza totale F_c , secondo quanto sancito dalle "Linee Guida per

la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato del 09 febbraio 2011”:

- **Rilievo geometrico:** $F_{C1} = 0,05$ (rilievo geometrico completo);
- **Rilievo materico e dei dettagli costruttivi:** $F_{C2} = 0,12$ (limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi);
- **Proprietà meccaniche dei materiali:** $F_{C3} = 0,12$ (parametri meccanici desunti da dati ricavati da riferimenti normativi in analogia con murature simili);
- **Terreno e Fondazione:** $F_{C4} = 0,06$ (assenza di indagini dirette sul terreno di fondazione e sulle strutture fondali del fabbricato).

Il Fattore di Confidenza F_C è pari a:

$$F_C = 1 + \sum_{K=1}^4 F_{CK} = 1,20$$

Il valore di F_C ottenuto dalla sommatoria risulta essere il medesimo fornito dalla Circolare Ministeriale del 2 Febbraio 2009 n. 617 (Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008).

Di seguito sono riportate le caratteristiche meccaniche delle differenti tipologie di muratura che costituiscono il complesso architettonico del Municipio di Palagiano:

Tipologia Muraria V1

Muratura a corpo formata da elementi omogenei in tufo ben squadri e lavorati di accurata fattura:

Tipologia Muraria	V1
f_m	59,26 N/cm ²
E	666,67 N/mm ²
G	111,11 N/mm ²
τ_0	2,07 N/cm ²

Tipologia Muraria V2

Muratura a corpo formata da elementi omogenei in tufo ben squadri e lavorati di accurata fattura:

Tipologia Muraria	V2
f_m	59,26 N/cm ²
E	666,67 N/mm ²
G	111,11 N/mm ²
τ_0	2,07 N/cm ²

Tipologia Muraria V4

Muratura a singolo paramento formata da elementi omogenei in tufo disposti tutti di faccia e di testa:

Tipologia Muraria	V4
f_m	59,26 N/cm ²
E	666,67 N/mm ²
G	111,11 N/mm ²
τ_0	2,07 N/cm ²

6.8 - DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI NEL SITO DI RIFERIMENTO

La pericolosità sismica è lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo. Questo tipo di stima si basa sulla definizione di una serie di elementi di input (quali catalogo dei terremoti, zone sorgente, relazione di attenuazione del moto del suolo, ecc.) e dei parametri di riferimento (per esempio: scuotimento in accelerazione o spostamento, tipo di suolo, finestra temporale, ecc.).

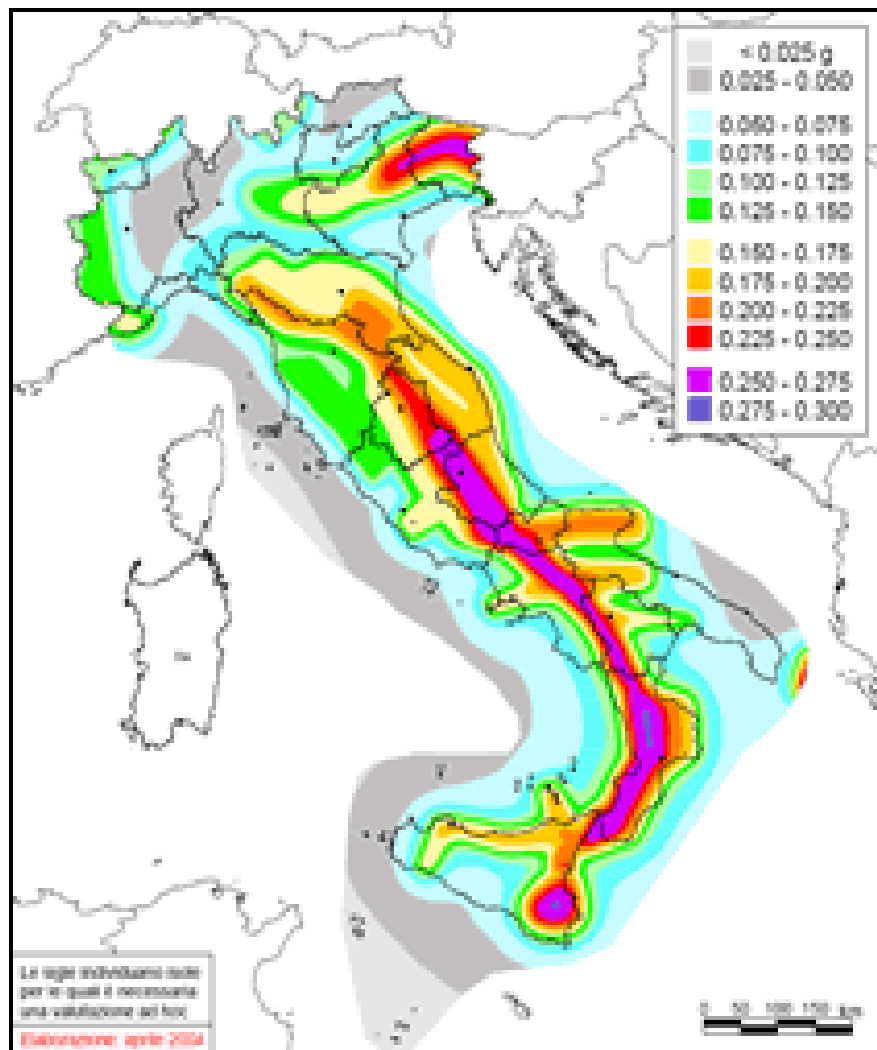


Figura 6.19: *Mapa di pericolosità sismica territorio nazionale (fonte INGV)*

Con l'Ordinanza PCM 3274/2003 (G.U. n.108 dell'8 maggio 2003) si è avviato in Italia un processo per la stima della pericolosità sismica secondo dati, metodi, approcci aggiornati e condivisi e utilizzati a livello internazionale, costituendo una Mappa di Pericolosità Sismica 2004 (MPS04), che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante. Suddiviso il territorio nazionale con una opportuna griglia virtuale, per ogni punto della griglia di calcolo (che ha una densità di 20 punti per grado, circa un punto ogni 5 km) sono oltre 2200 i parametri che ne descrivono la pericolosità sismica. In tal modo è stato possibile definire norme tecniche nelle quali l'azione sismica di riferimento per la progettazione è valutata punto per punto e non più solo per 4 zone sismiche, cioè secondo solo 4 spettri di risposta elastica. Le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC08) con il D.M. del 14 gennaio 2008 (G.U. n.29

del 04/02/2008) definiscono l'azione sismica di riferimento, basandola sui dati rilasciati da INGV.

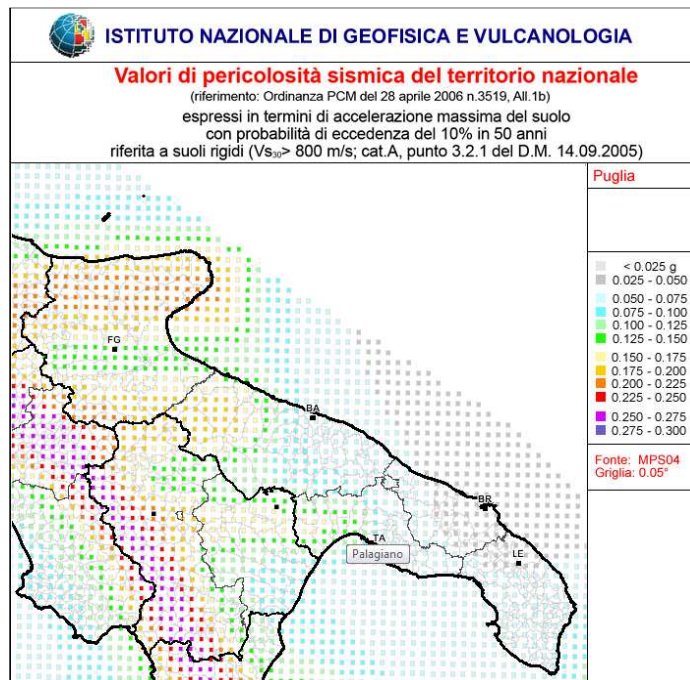
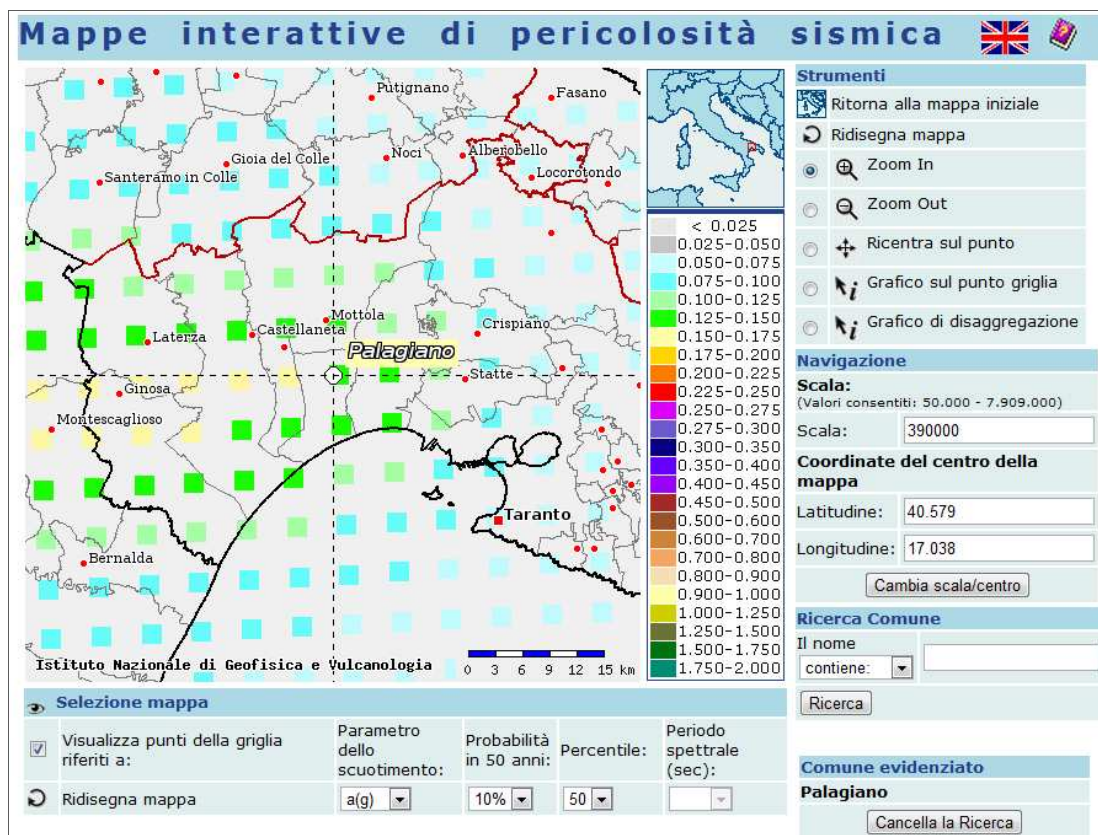


Figura 6.20: Mappa di pericolosità sismica di riferimento (Ordinanza PCM 3519/2006)



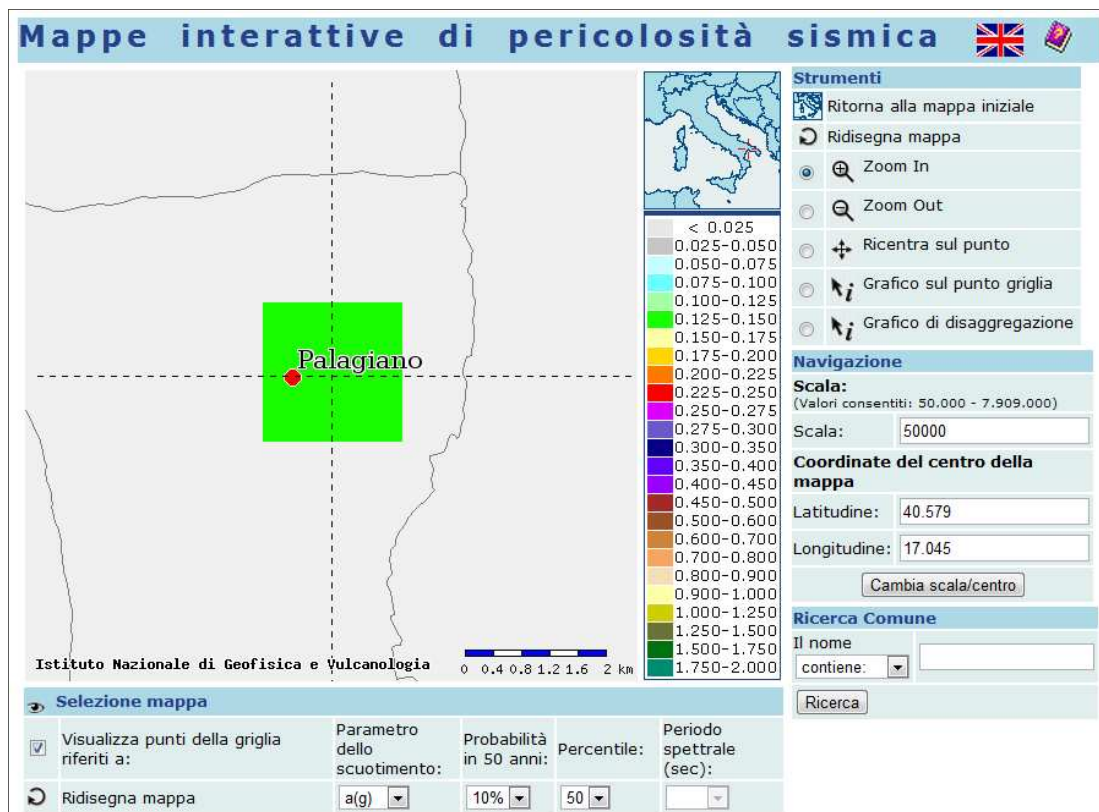


Figura 6.21: Mappa dinamica interattiva della pericolosità sismica (Fonte Webgis)

Come evidenziato dalle mappe dinamiche, il Comune di Palagiano ricade su uno dei punti del reticolo di identificazione di a_g al suolo.

Il punto della griglia su cui il Comune di Palagiano ricade è caratterizzato dai seguenti parametri spettrali (accelerazione orizzontale massima, valore massimo del fattore di amplificazione) secondo quanto riportato nell'allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14.09.2008:

Comune	ID	LONG	LAT	Parametri	SLV $T_R = 945$	SLD $T_R = 101$	SLO $T_R = 50$
Palagiano	34131	17.045	40.579	a_g	2.698	0.659	0.434
				F_0	2.44	2.53	2.39
				T_c^*	0.32	0.29	0.31

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 quella riportata nella Tab. 2.4.I delle norme tecniche delle costruzioni e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Nel nostro caso, onde evitare di ricorrere a eccessivi interventi sulla struttura, utilizziamo una vita nominale di 50 anni.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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	<u>> 50</u>
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in **classi d'uso** così definite:

Classe d'uso	Tipo di costruzione
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.
<u>Classe IV</u>	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.

Le azioni sismiche su ciascuna 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 :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Da cui:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = 100$$

La categoria di sottosuolo della struttura, in assenza di indagini specifiche, è stata valutata utilizzando un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, come da Tabella 3.2.II delle NTC:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<u>B</u>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Dalla relazione geomorfologica il Comune di Palagiano è sito su un sottosuolo di categoria B. Ad ogni categoria di sottosuolo sono ovviamente legate dei parametri legati a condizioni topografiche e amplificazione stratigrafica.

Per le *condizioni topografiche* complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente:

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

Per il Comune di Palagiano consideriamo un valore $S_T = 1,0$.

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti di *amplificazione stratigrafica* S_S e C_C valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Ultimo valore fondamentale per la definizione dei parametri di azione sismica per il sito di riferimento è il *fattore di importanza*, valutato come segue:

Tabella 4.3 – Fattori di importanza

Categoria	Edifici	Fattore di importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1.0

Il software 3Muri, individuato il Comune di riferimento, inserita la classe d'uso e la vita nominale dell'opera, calcola in automatico i parametri di definizione dell'azione sismica di seguito riportati, utili all'esecuzione dell'analisi statica non lineare.

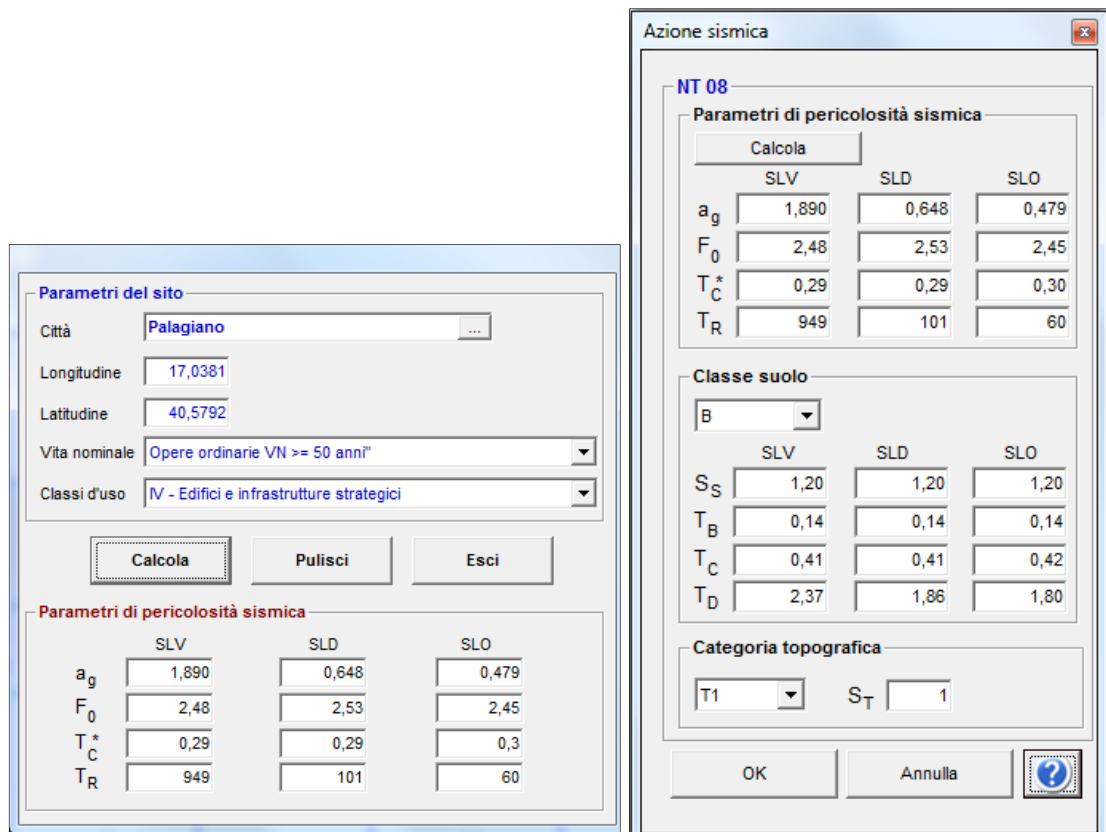


Figura 6.22: Parametri dell'azione sismica per il sito di riferimento, Software 3Muri

6.9.1 – LA MODELLAZIONE DEL COMPLESSO ARCHITETTONICO

Il municipio di Palagiano è formato sostanzialmente da un corpo di fabbrica risalente al 1837 e da un ampliamento realizzato in adiacenza risalente al 1932. Per la modellazione della struttura si è deciso di realizzare tre modelli, poiché è stato riscontrato in fase di indagine che le due strutture (originaria e ampliamento) risultano non efficacemente collegate, quindi in previsione di una corretta strategia di intervento atta a migliorare il comportamento globale della struttura, ma soprattutto per ottenere dei risultati significativi che non siano influenzati dal grado di connessione tra le due strutture. Inoltre è evidente che l'elemento torre costituirà una criticità per quanto riguarda la risposta della struttura all'azione sismica, con la possibilità di sottostimare la capacità resistente della sottostruttura e rendere più difficile l'interpretazione dei risultati, per questo motivo la struttura verrà modellata con e senza l'elemento torre, permettendo così un confronto dei risultati.

La modellazione è stata strutturata come segue:

- Modello A: struttura originaria;
- Modello A*: struttura originaria senza elemento torre;
- Modello B: ampliamento;
- Modello A+B: intera struttura;
- Modello A*+B: intera struttura senza elemento torre.

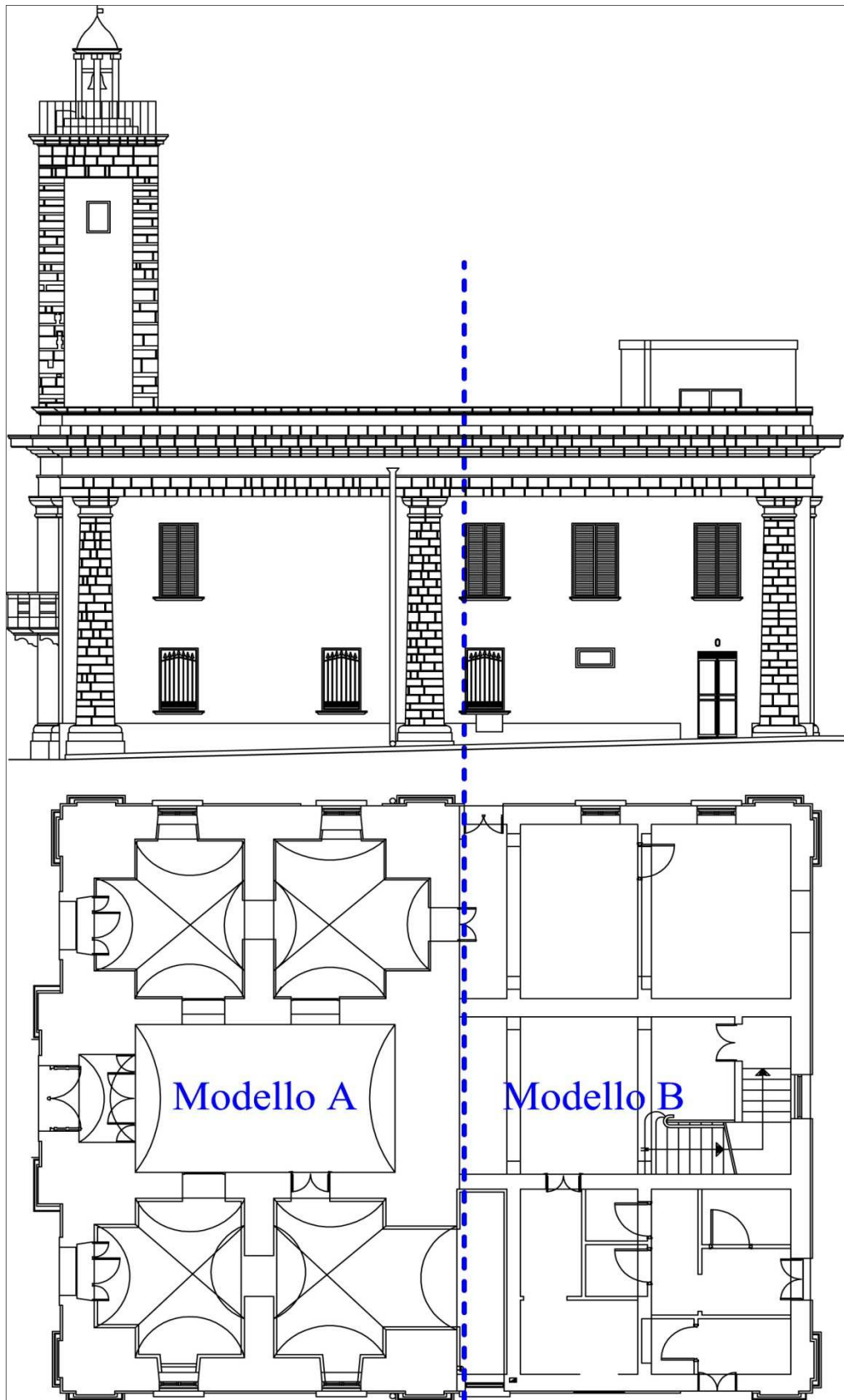
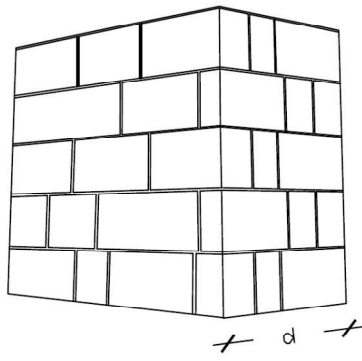


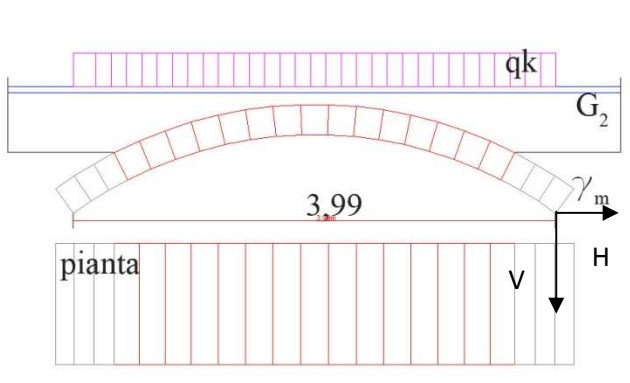
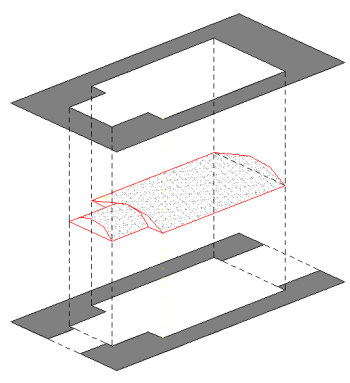
Figura 23: suddivisione della struttura in modello A e modello B.

Modello A

Per la realizzazione dei modelli è stato utilizzato il codice di calcolo 3Muri versione 5.0.222, distribuito da S.T.A. DATA s.r.l.

Caratterizzazione degli elementi strutturali:

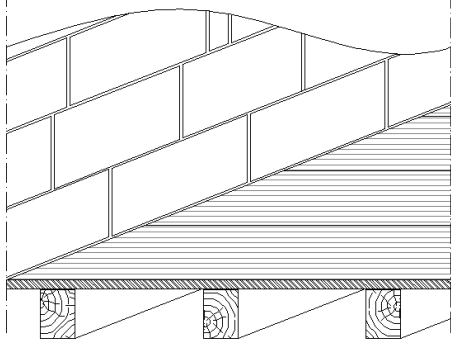
MURATURA V2	
	$f_m = 80 \text{ N/cm}^2$ $E = 900 \text{ N/mm}^2$ $W = 16 \text{ KN/m}^3$ $\tau_0 = 2,8 \text{ N/cm}^2$ $G = 150 \text{ N/mm}^2$
Muratura in tufo a corpo formata da elementi squadrati e lavorati di accurata fattura.	

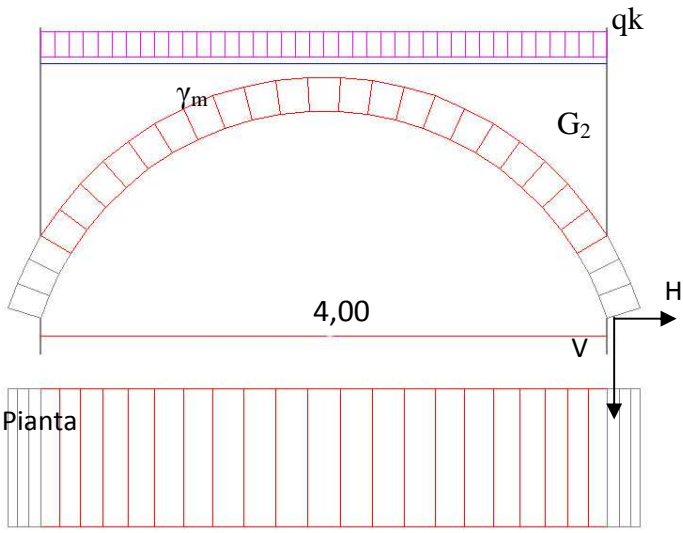
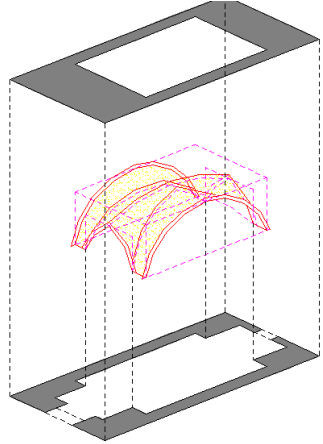
VOLTA A BOTTE OR2		quota +3,50
		
Luce	3,99 m	
Freccia	0,65 m	
Carichi Permanenti		
Peso specifico tufo (G_1)	16 KN/m^3	
Peso specifico rinfiango (G_2)	16 KN/m^3	
Peso specifico sottofondo + pavimentazione (G_2)	21 KN/m^3	
Carichi Variabili		
Uffici aperti al pubblico Cat. B2 (qk)	3 KN/m^2	
Combinazione di carico:		con $\psi_{2j} = 0,6$
H = 35,37 KN	V = 19,45 KN	

VOLTA A CROCIERA OR3		quota +3,50
Luce	5,18 m	
Freccia	0,85 m	
Carichi Permanenti		
Peso specifico tufo (G_1)	16 KN/m ³	
Peso specifico rinfianco (G_2)	16 KN/m ³	
Peso specifico sottofondo + pavimentazione (G_2)	21 KN/m ³	
Carichi Variabili		
Uffici aperti al pubblico Cat. B2 (q_k)	3 KN/m ²	
Combinazione di carico: con $\psi_{2j} = 0,6$		
$H_x = 39,68$ KN; $H_y = 26,76$ KN	$V = 32,47$ KN	

VOLTA A STELLA OR5		quota +8,65
Luce	8,07 m	
Freccia	1,78 m	
Carichi Permanenti		
Peso specifico tufo (G_1)	16 KN/m ³	
Peso specifico rinfianco (G_2)	16 KN/m ³	
Peso specifico sottofondo + pavimentazione (G_2)	21 KN/m ³	
Carichi Variabili		
Coperture praticabili Cat. H2 (q_k)	2 KN/m ²	
Combinazione di carico: con $\psi_{2j} = 0,0$		

$H_x = 31,12 \text{ KN}; H_y = 51,80 \text{ KN}$	$V = 69,78 \text{ KN}$
--	------------------------

SOLAIO OR6	quota +13,40
	$f_m = 30 \text{ N/mm}^2$ $E = 9500 \text{ N/mm}^2$ $W = 3 \text{ KN/m}^3$ $G = 590 \text{ N/mm}^2$
<p>Solaio di interpiano in legno a semplice orditura, con tavolato disposto ortogonalmente rispetto alle travi portanti.</p>	

VOLTA A STELLA OR5	quota +16,80
	
Luce	4,00 m
Freccia	1,50 m
Carichi Permanenti	
Peso specifico tufo (G_1)	16 KN/m^3
Peso specifico rinfianco (G_2)	16 KN/m^3
Peso specifico sottofondo + pavimentazione (G_2)	21 KN/m^3
Carichi Variabili	
Coperture accessibili per sola manutenzione Cat. H1 (q_k)	0,5 KN/m^2
Combinazione di carico: con $\psi_{2j} = 0,0$	
$H = 19,30 \text{ KN}$	$V = 29,88 \text{ KN}$

Definizione del modello di calcolo col software 3Muri.

inseriamo tutti i parametri relativi agli elementi strutturali, come riportato in seguito:

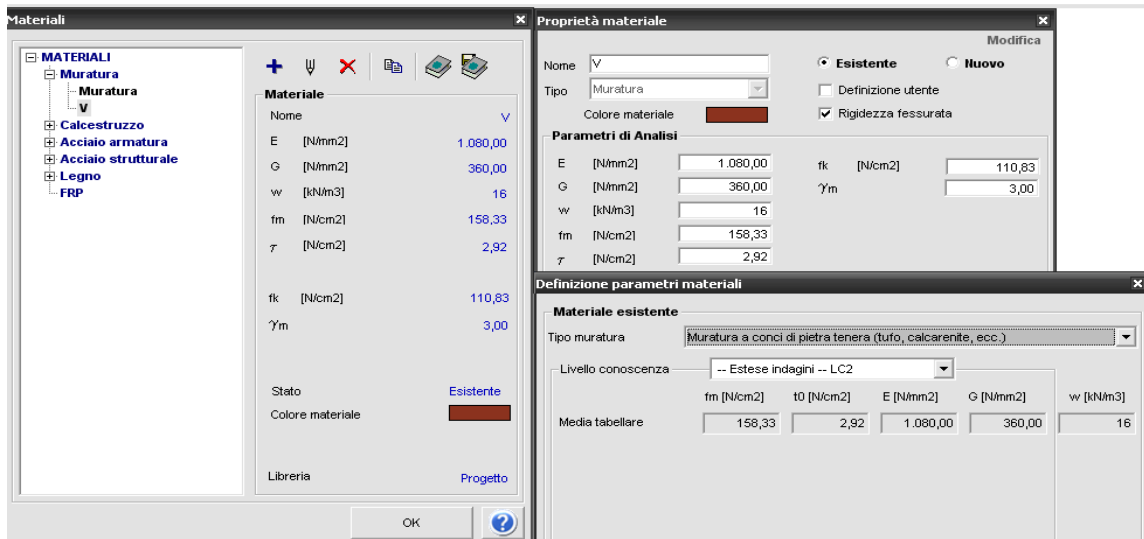


Figura 6.24: Definizione dei materiali.

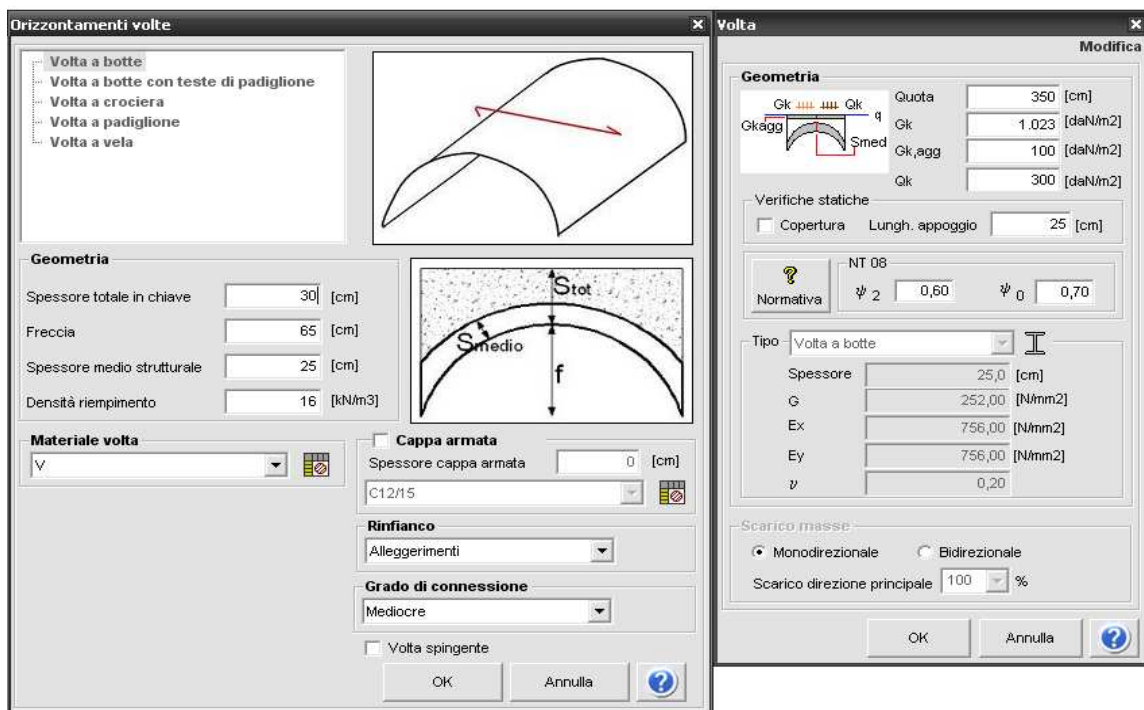


Figura 6.25: Definizione dei parametri delle volte.

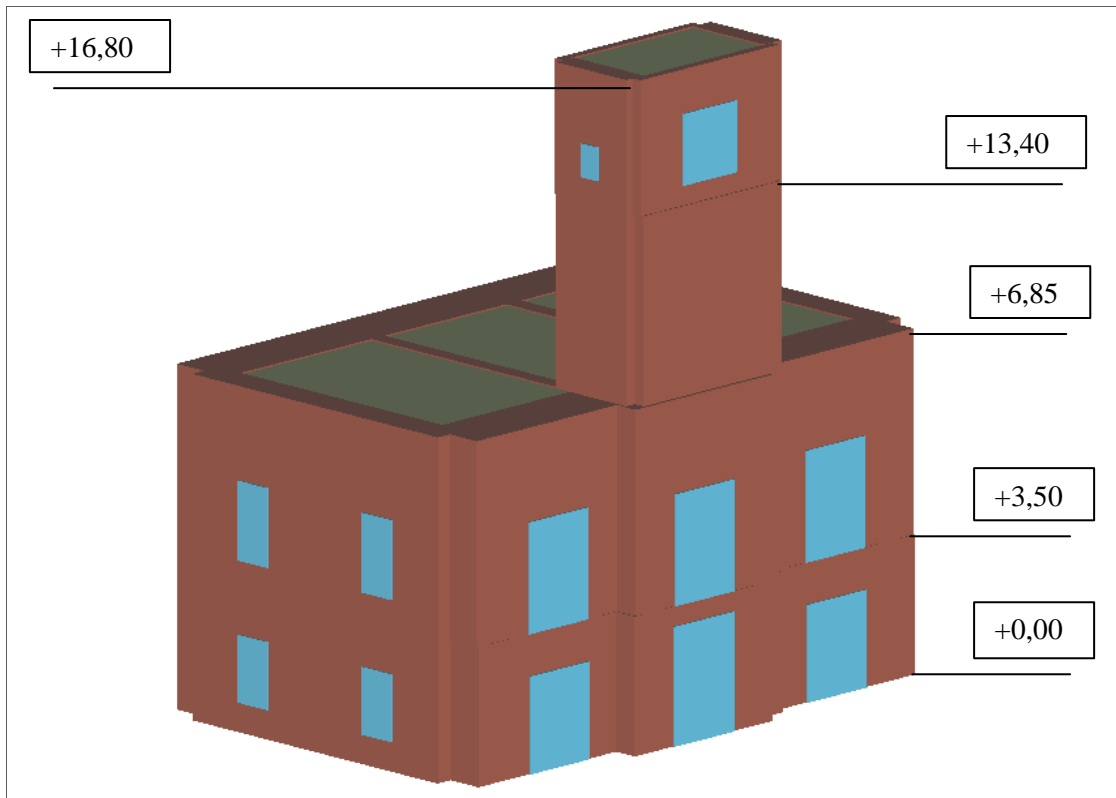


Figura 6.26: vista tridimensionale del modello A.

Definizione del telaio equivalente:

il software genera automaticamente il telaio equivalente (mesh) e mostra la seguente visualizzazione in pianta (pianta pareti), dove vengono indicati i numeri identificativi delle pareti e dei nodi:

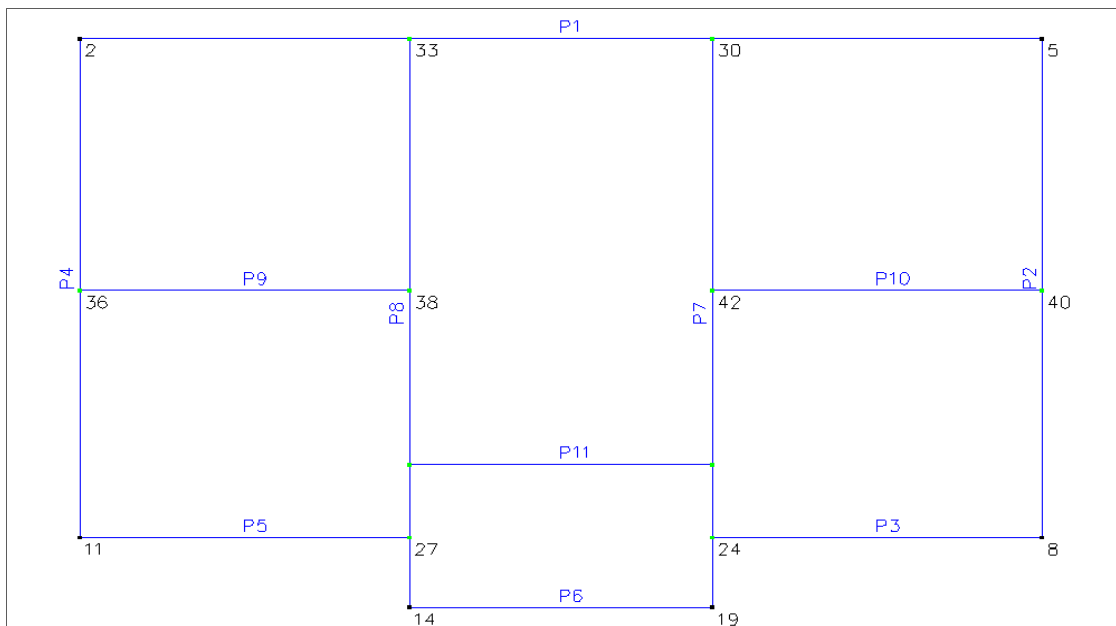
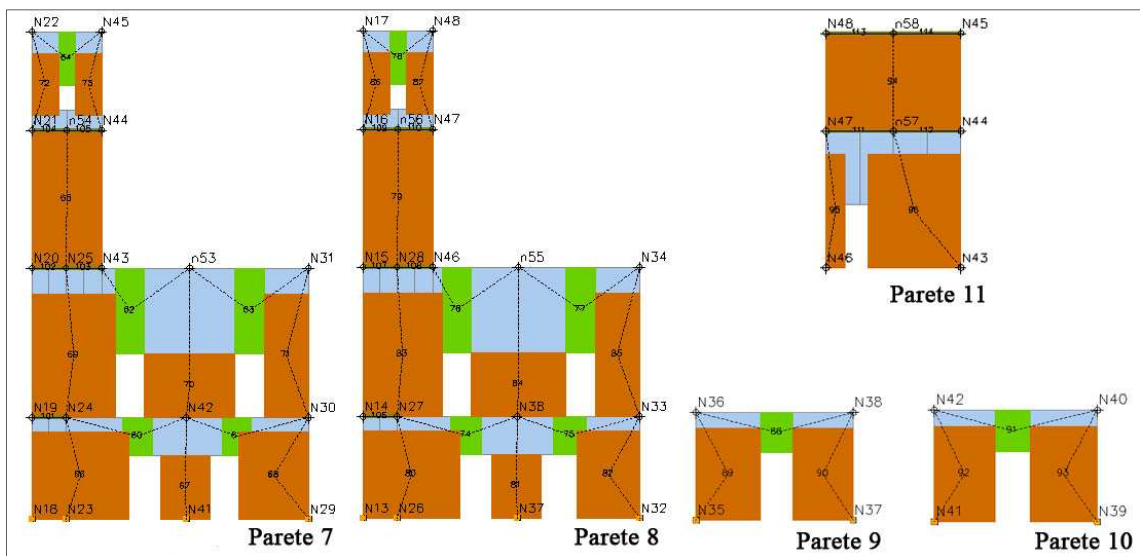
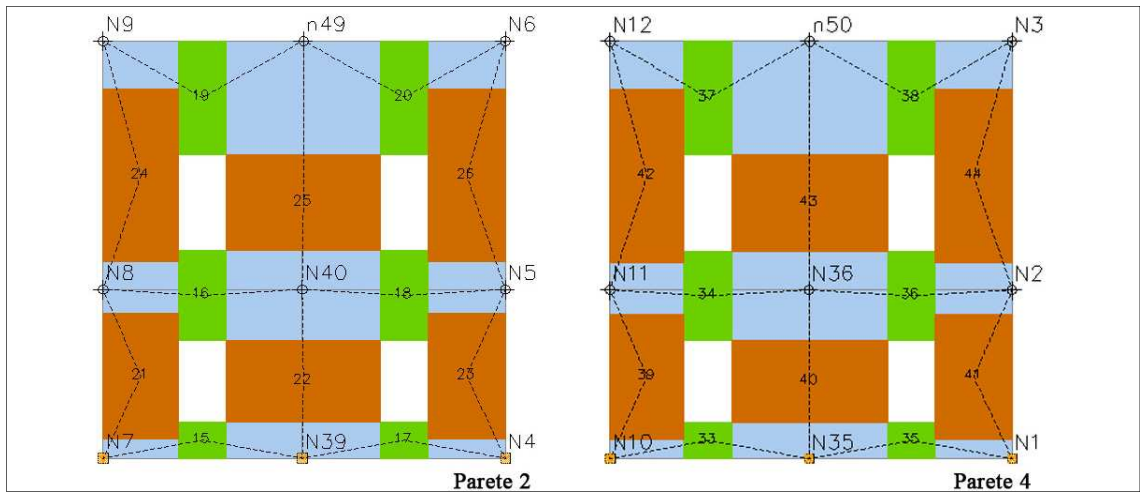
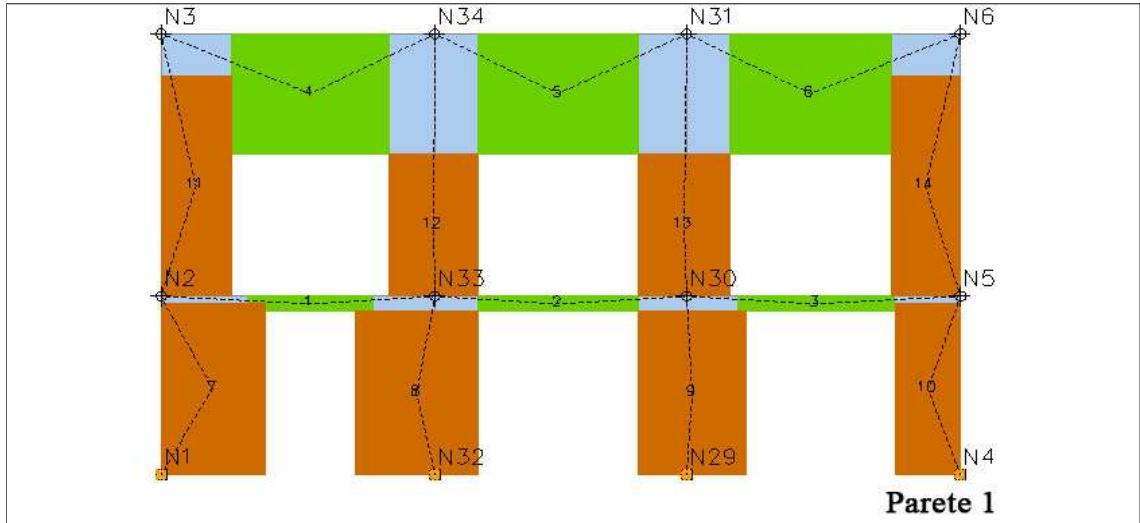
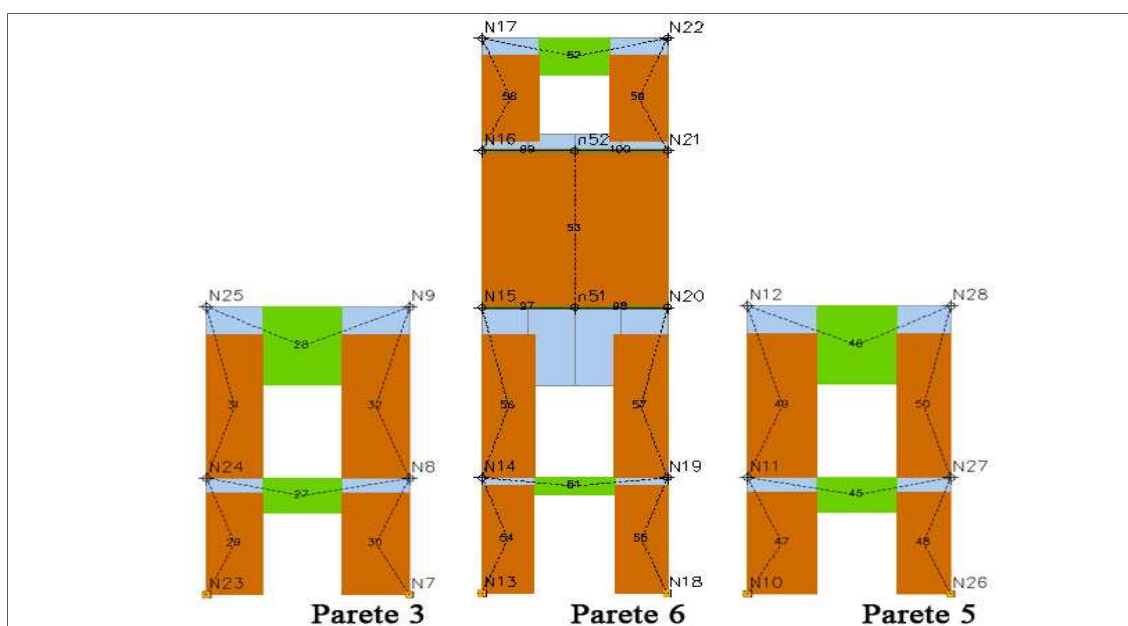


Figura 6.27: pianta delle pareti primo livello.

Di seguito si riportano le mesh relative al telaio equivalente sviluppato:





Procedendo con l'analisi statica lineare, la risposta della struttura, in termini di spostamento, resistenza e rigidezza, si ottiene mediante un incremento dello stato di spostamento, a seguito di una distribuzione assegnata di forze orizzontali. La normativa prevede due distribuzioni di forze:

- Una proporzionale alle masse;
- Una proporzionale al primo modo di vibrare o ad una sua approssimazione.

Per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo. L'analisi prevede, oltre all'applicazione di un'assegnata distribuzione di forze, l'incremento dello spostamento di un fissato nodo di controllo al contempo rappresentativo dello stato deformativo dell'edificio. Tale nodo corrisponde ad un nodo del modello posto in sommità e, coincidente o prossimo al baricentro dell'ultimo livello della costruzione. Il nodo di controllo deve possibilmente interessare la parete che giunge a collasso, per evitare di sottostimare la capacità del sistema. Il nodo scelto come nodo di controllo, a seguito di varie analisi, condotte per verificare che tale nodo interessi una parete che giunge a collasso con applicazione del sistema di forze in entrambe le direzioni oltre a raggiungere il decadimento del 20% del taglio massimo (condizione di stato limite ultimo), è il nodo N20 appartenente al secondo livello (quota 8,65). La soluzione derivante da un'analisi statica non lineare non è

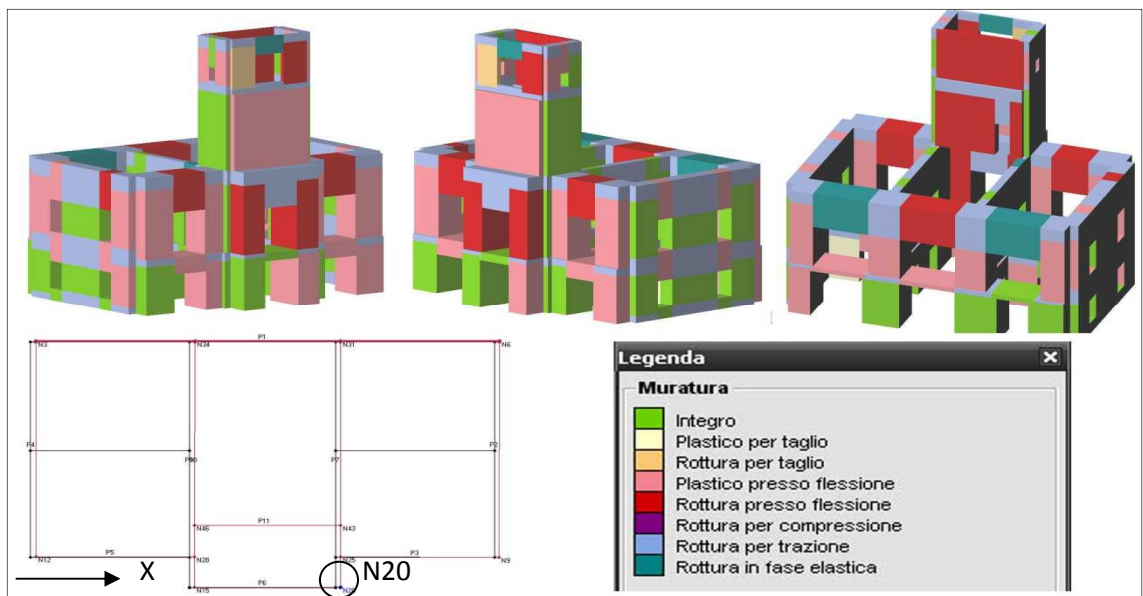
una soluzione esatta e presenta un certo livello di precisione, ovvero un errore ritenuto accettabile, per questo si è verificata la bontà della soluzione eseguendo l'analisi prima con una tolleranza del 10% (più alta e quindi più vicina alla soluzione elastica lineare) e arrivando ad una tolleranza dell'1%, in corrispondenza del quale si è notato che nel nostro caso la curva non è più influenzata dal valore di tolleranza, quindi il valore di tolleranza ricercato è proprio l'1%. Sono state quindi eseguite tutte le 24 analisi secondo la NTC 08 sul modello A, con i seguenti parametri: nodo di controllo N20; sottopassi 200; spostamento 5cm; tolleranza 0,01; di cui si riportano in seguito i risultati riguardanti l'applicazione delle forze in direzione X:

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	3,13	3,85	2,315	1,10	3,79	0,80	-3,79	1,229	3,453
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	3,41	3,41	2,833	1,19	2,33	0,87	2,33	1,001	1,954
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	3,12	3,79	2,390	1,09	3,80	0,80	-3,80	1,214	3,481
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	3,57	3,49	2,842	1,25	2,82	0,92	-2,82	0,976	2,256
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-47,7	3,16	4,16	2,312	1,11	3,79	0,81	-3,79	1,298	3,431
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-47,7	3,17	3,62	2,247	1,11	3,47	0,81	-3,47	1,143	3,129
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,7	3,44	3,79	2,940	1,20	2,27	0,88	-2,27	1,020	1,882
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,7	3,42	3,22	2,796	1,20	2,95	0,88	-2,86	0,939	2,467
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-47,7	3,25	4,06	2,282	1,14	4,03	0,83	-4,03	1,247	3,542
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-47,7	3,05	3,60	2,430	1,07	3,40	0,78	-3,40	1,183	3,194
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-47,7	3,48	3,68	3,186	1,22	2,13	0,89	-2,13	0,942	1,753
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-47,7	3,42	3,23	3,003	1,20	2,67	0,88	-2,67	0,946	2,230

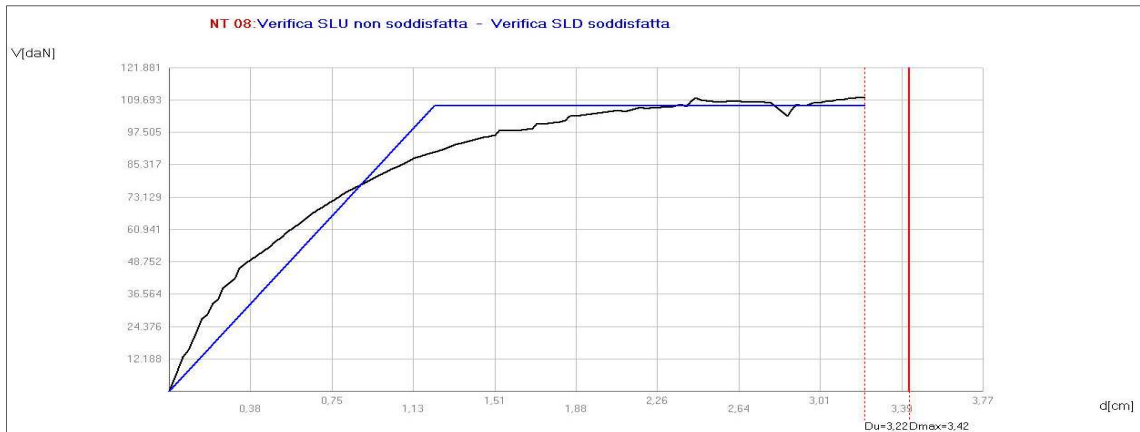
Legenda colori

Verificato
 Non verificato
 Non converge a p.p.
 Analisi più gravosa
 Piano-Soil

Questa tabella fornisce il quadro di vulnerabilità del fabbricato in esame: individuando per ogni direzione la condizione più gravosa, che nel caso in esame, secondo la direzione X è rappresentata dall'analisi 12 (distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare, verso positivo, eccentricità negativa).



L'immagine precedente mostra la deformata in pianta all'ultimo passo di carico, e le viste del modello tridimensionale con la scala di colori rappresentata in legenda per le rotture. Da questa immagine si evince come la torre presenti molte più rotture rispetto alla sottostruttura evidenziando così come era prevedibile una minore resistenza al sisma, ed inoltre considerando i passi di rottura si è riscontrato che le pareti della torre sono le prime a presentare collasso.



La curva di capacità in blu mostra un andamento abbastanza regolare fino al raggiungimento della condizione di stato limite, i salti sulla curva rappresentano le rotture dei pannelli e la conseguente redistribuzione delle forze. Il calcolo non lineare descrive il comportamento dell'edificio fino al collasso, inteso come condizione in cui il taglio complessivo è sceso sotto l'80% del valore massimo raggiunto. Il decadimento, nell'ambito dei legami bilineari, è dovuto prevalentemente al superamento del limite drift in un dato elemento con conseguente eliminazione dell'elemento stesso dal calcolo. La verifica allo stato limite ultimo non risulta soddisfatta, in quanto il valore di domanda di spostamento D_{max} è maggiore dello spostamento ultimo offerto dalla struttura D_u , ($3,42 > 3,22$) come illustrato dalla figura seguente:

Verifiche	Parametri di Analisi
NT 08 - Verifica SLV Dmax 3,42 [cm] > Du 3,22 [cm] q* 2,80 <= 3 La verifica NON è soddisfatta	T* 0,607 [s] Duttilità disponibile 2,63 m* 817.967,36 [kg] Γ 0,97 w 1.296.963,66 [kg] F*y 111.175 [daN] d*y 1,27 [cm] d*u 3,33 [cm]
NT 08 - Verifica SLD Dmax 1,20 [cm] <= Dd 2,95 [cm] La verifica è soddisfatta Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 16 e 17 al livello 4	Analisi Normativa NT 08 Carico sismico 1° modo di vibrare Direzione sisma + Ux Nodo controllo 20 Media nodi di livello 2 Eccentricità -47,7000007629395 Versione 1.7.702 - Cod. 3
NT 08 - Verifica SLO Dmax 0,88 [cm] <= Do 2,86 [cm] La verifica è soddisfatta	

Il coefficiente di sicurezza globale minimo α_n , definito come rapporto tra l'accelerazione di capacità limite (PGA_C) e l'accelerazione di domanda spettrale (PGA_D) per lo SLU è pari a 0,939 come mostrato nella tabella seguente.

	TR _C								TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	819	949	0,863	1,89	1,78	2,48	0,29	0,943	1,78	0,939
SLD	656	101	6,495	0,65	1,63	2,49	0,29	2,515	1,60	2,467
SLO	605	60	10,083	0,48	1,58	2,49	0,29	3,291	1,56	3,254

Mentre il coefficiente globale di sicurezza minimo α_e relativo allo SLE risulta pari a 2,467 come evidenziato in figura xx. È importante ricordare che un buon comportamento del fabbricato è caratterizzato dal fatto che il meccanismo di collasso più probabile dovrebbe essere riconducibile ad un collasso globale e non ad un meccanismo locale. Per tale confronto si rimanda al paragrafo 6-10

I risultati dell'analisi relativi alla direzione Y, sono presentati nella seguente tabella:

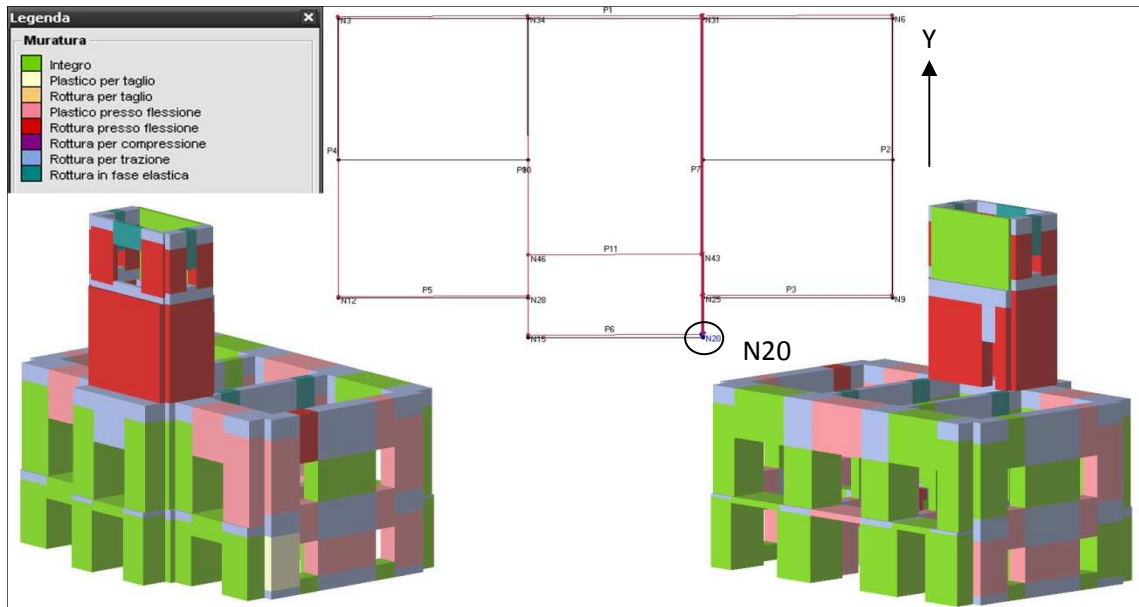
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	2,13	2,85	-2,044	0,74	0,28	0,55	0,08	1,342	0,378
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,38	1,50	-2,374	0,83	0,19	0,61	0,06	0,632	0,227
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,89	2,73	2,322	0,66	1,45	0,49	1,45	1,292	2,183
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	2,22	3,19	2,363	0,78	1,83	0,57	1,39	1,269	2,364
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	74,5	2,12	3,04	2,106	0,74	0,27	0,54	0,08	1,424	0,366
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-74,5	2,12	3,09	2,122	0,74	0,29	0,54	0,09	1,413	0,393
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	74,5	2,39	1,40	-2,410	0,84	0,18	0,61	0,06	0,585	0,217
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-74,5	2,41	1,52	-2,294	0,84	0,20	0,62	0,06	0,630	0,233
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	74,5	1,74	2,84	2,674	0,61	1,36	0,45	1,36	1,122	2,236
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-74,5	1,84	2,88	2,499	0,64	1,28	0,47	1,28	1,201	1,995
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	74,5	2,19	3,45	2,476	0,76	1,47	0,56	1,10	1,212	1,923
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-74,5	2,07	3,48	2,624	0,72	2,14	0,53	1,99	1,143	2,954

Legenda colori

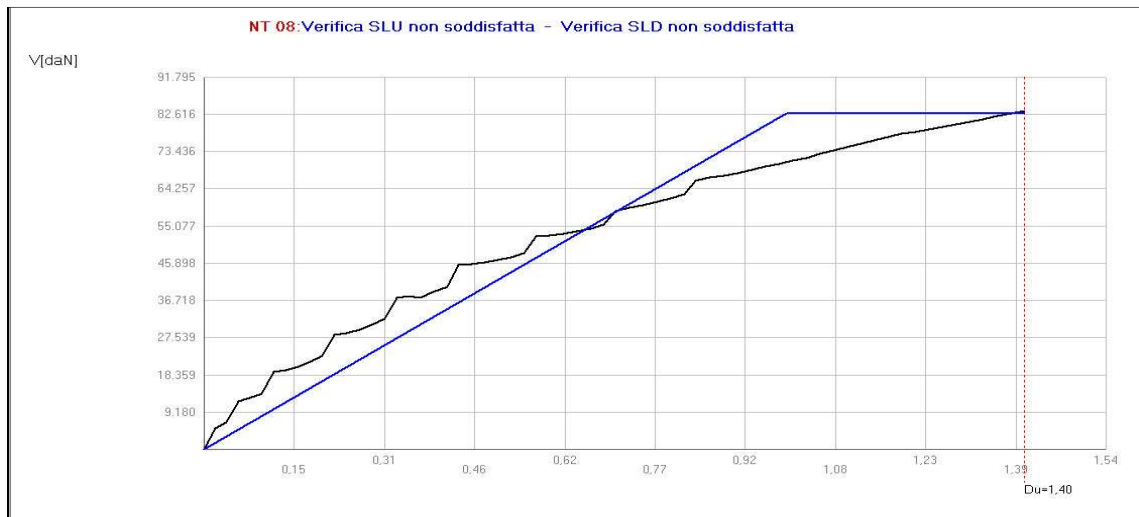
- Verificato
- Non verificato
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Piano-Soil

Dove si evidenzia subito che l'analisi più punitiva è rappresentata dalla 19 (distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare, verso positivo, eccentricità positiva). Di seguito lo schema mostra le principali rotture e la deformata in pianta all'ultimo passo di carico:



Da questa immagine si evince come la torre presenti molte più rotture rispetto alla sottostruttura evidenziando così come era prevedibile una minore resistenza al sisma, ed inoltre considerando i passi di rottura si è riscontrato che le pareti della torre sono le prime a presentare collasso. Altro aspetto evidenziato dalle rotture localizzate sull'elemento torre è quello di una minore resistenza lungo la direzione Y, anche questo prevedibile, vista la minore dimensione delle pareti e delle aperture.



La curva di capacità ricavata in direzione Y, mostra come raggiunto il taglio massimo, la curva si arresta, perché a seguito dell'incremento di spostamento richiesto al nodo N20, alcuni elementi superino il limite ultimo di drift e il loro contributo viene meno, così come il taglio complessivo scende sotto la soglia dell'80% del massimo valore registrato (in

corrispondenza di D_u). Se il nodo target non fosse posizionato sulle pareti interessate dalle rotture dei maschi, la configurazione di collasso e la conseguente curva sarebbe approssimativa. Tale condizione è fisicamente indicativa di una certa criticità per la costruzione, ovvero la sua criticità dettata dall'incapacità di redistribuire adeguatamente le azioni una volta raggiunta la soglia critica per una singola parete. Quanto detto fin ora sottolinea l'effetto penalizzante dell'elemento torre nei confronti della sottostruttura.

Le verifiche allo stato limite di esercizio e ultimo non risultano soddisfatte, in quanto il valore di domanda di spostamento D_{max} è maggiore dello spostamento ultimo offerto dalla struttura D_u , come illustrato dalla figura seguente:

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV
 D_{max} 2,39 [cm] > D_u 1,40 [cm]
 q^* 2,41 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD
 D_{max} 0,84 [cm] > D_d 0,18 [cm]
La verifica NON è soddisfatta
 Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 21 e 22 al livello 4

NT 08 - Verifica SLO
 D_{max} 0,61 [cm] > D_o 0,06 [cm]
La verifica NON è soddisfatta

Parametri di Analisi

T^* 0,700 [s] Duttilità disponibile 1,41
 m^* 1.033.862,73 [kg] Γ 0,59
 w 1.296.963,66 [kg] F^*y 141.385 [daN]
 d^*y 1,70 [cm]
 d^*u 2,39 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
 Carico sismico 1* modo di vibrare
 Direzione sisma + Uy
 Nodo controllo 20
 Media nodi di livello 2
 Eccentricità 74,4502029418945
 Versione 1.7.702 - Cod. 3

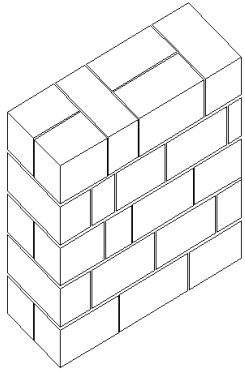
Mentre i valori relativi alla valutazione della vulnerabilità sismica, α_u e α_e , sono riportati nella seguente tabella:

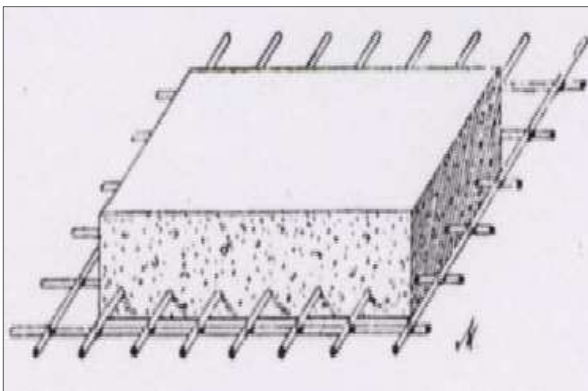
	TR_C								TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	261	949	0,275	1,89	1,07	2,50	0,30	0,567	1,11	0,585
SLD	< 30	101	< 0,297	0,65	0,00	0,00	0,00	0,000	0,14	0,217
SLO	< 30	60	< 0,500	0,48	0,00	0,00	0,00	0,000	0,05	0,096

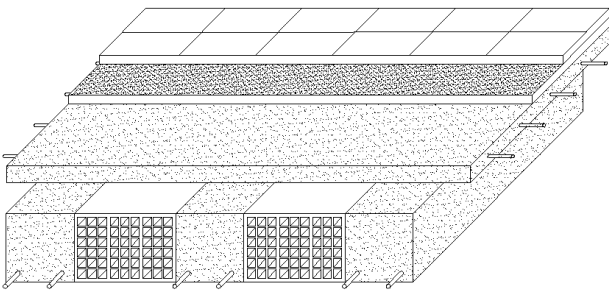
Si evidenzia che in direzione Y i valori di detti coefficienti risultano più bassi, per cui il fabbricato presenta una maggiore vulnerabilità secondo la stessa.

Modello B

Caratterizzazione degli elementi strutturali:

MURATURA V1	quota +0,00; +3,50; +8,68
	$f_m = 80 \text{ N/cm}^2$ $E = 900 \text{ N/mm}^2$ $W = 16 \text{ KN/m}^3$ $\tau_0 = 2,8 \text{ N/cm}^2$ $G = 150 \text{ N/mm}^2$
<p>Muratura in tufo a corpo formata da elementi squadrati e lavorati di accurata fattura.</p>	

SOLAIO OR4	quota +3,50
	$E = 31476 \text{ N/mm}^2$ $W = 25 \text{ KN/m}^3$
<p>Solaio in calcestruzzo armato a doppia orditura di tipo Monier.</p>	

SOLAIO OR4b	quota +8,65; +11,00
	$E = 31476 \text{ N/mm}^2$ $W = 25 \text{ KN/m}^3$
<p>Solaio misto in laterocemento ad orditura semplice gettato in opera.</p>	

Il modello è stato sviluppato utilizzando i parametri appena illustrati e definendo gli orizzontamenti si come segue:

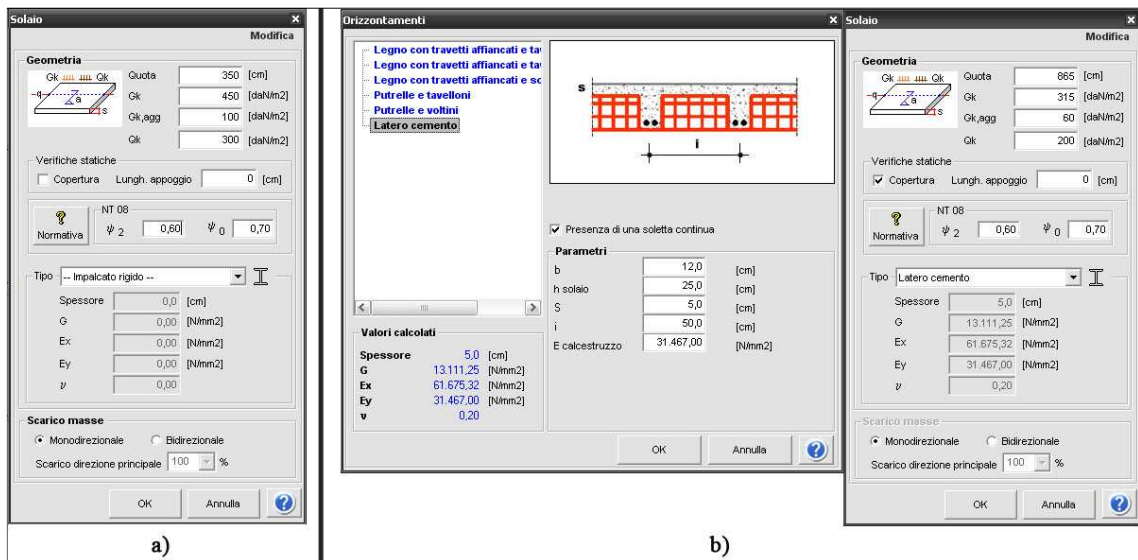


Figura 6.28: a) solaio tipo monier modellato come impalcato rigido; b) solaio in laterocemento.

Il modello così definito risulta il seguente:

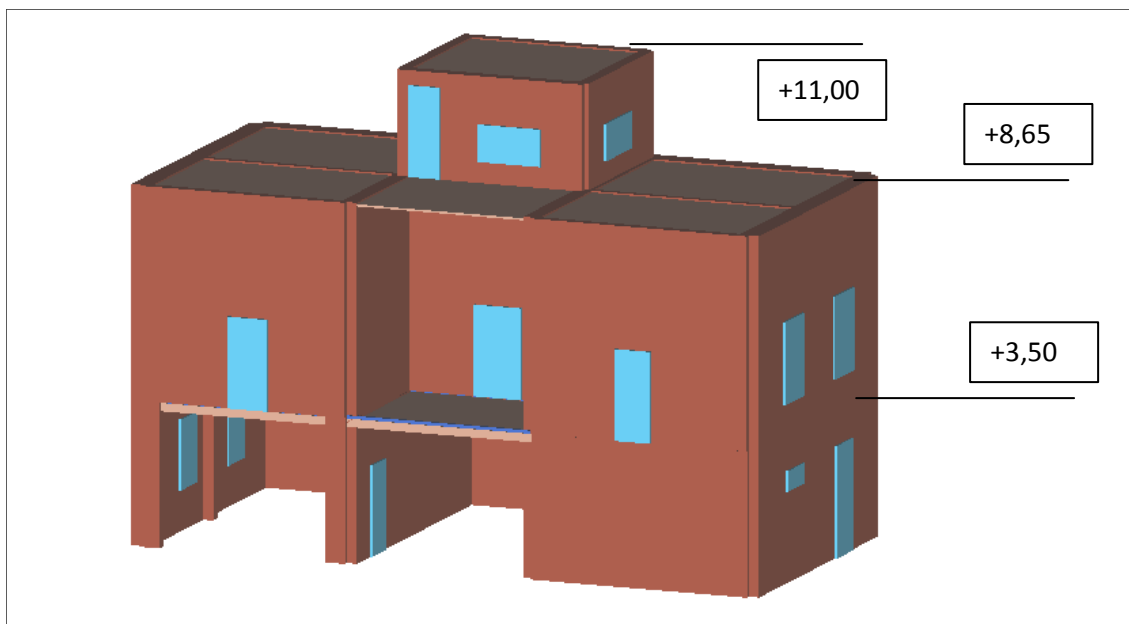


Figura 6.29: visualizzazione tridimensionale del modello B

Definizione del telaio equivalente:

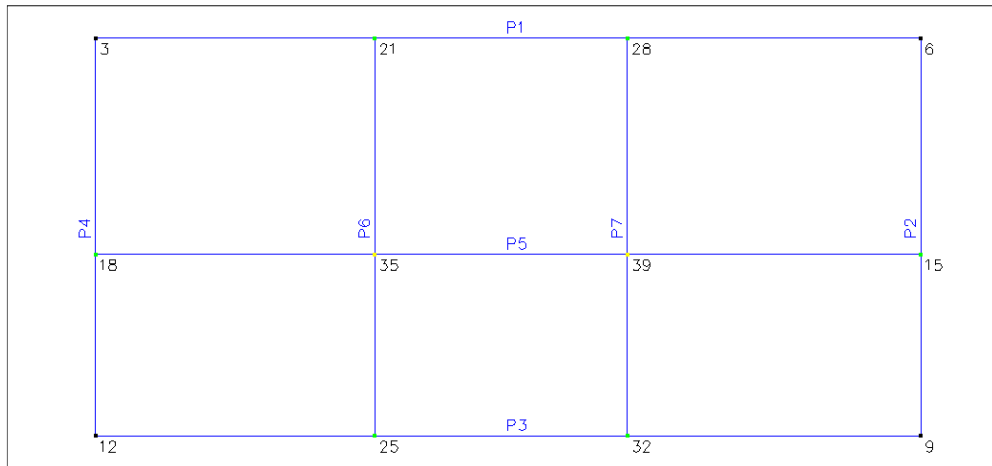
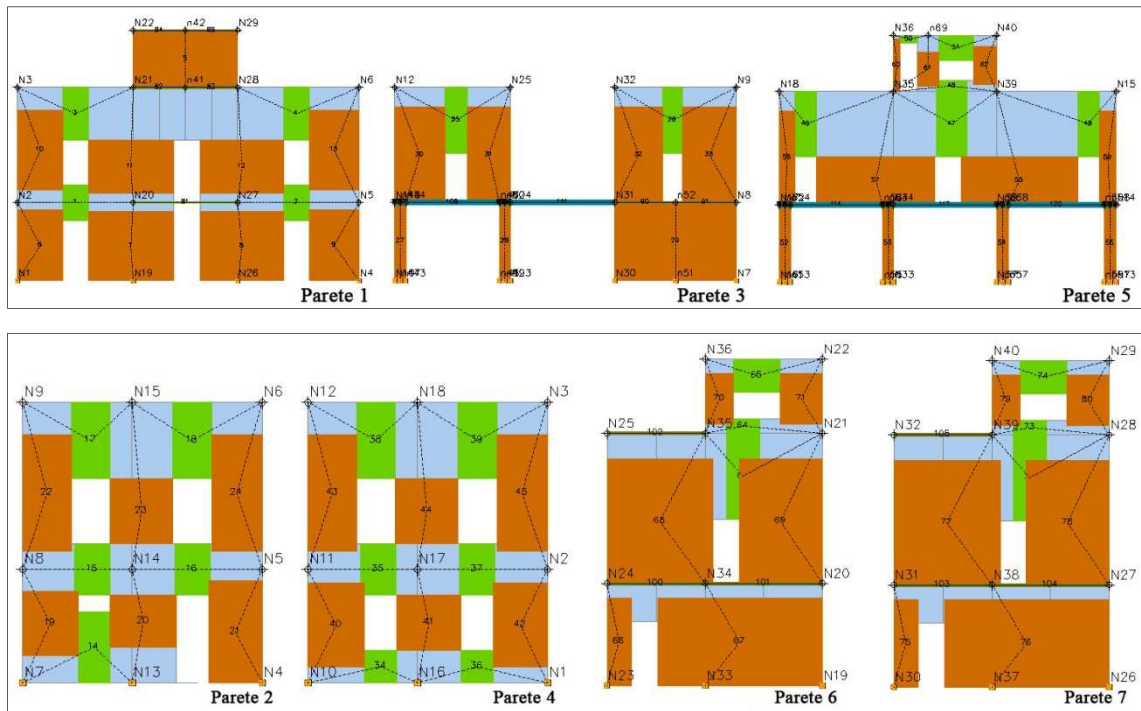


Figura 6.30: pianta delle pareti secondo livello modello B.



Analisi statica non lineare:

Il nodo scelto come nodo di controllo, a seguito di varie analisi, condotte per verificare che tale nodo interessi una parete che giunge a collasso con applicazione del sistema di forze in entrambe le direzioni oltre a raggiungere il decadimento del 20% del taglio massimo (condizione di stato limite ultimo), è il nodo N39 appartenente al secondo livello (quota 8,65), in prossimità del baricentro di piano. Il valore di tolleranza fissato in maniera tale da non influenzare la definizione della curva è dell'1%.

Sono state quindi eseguite tutte le 24 analisi secondo la NTC 08 sul modello B, con i seguenti parametri: nodo di controllo N39; sottopassi 200; spostamento 5cm; tolleranza 0,01; di cui si riportano in seguito i risultati complessivi riguardanti l'applicazione delle forze in direzione X e Y con varianti in verso ed eccentricità:

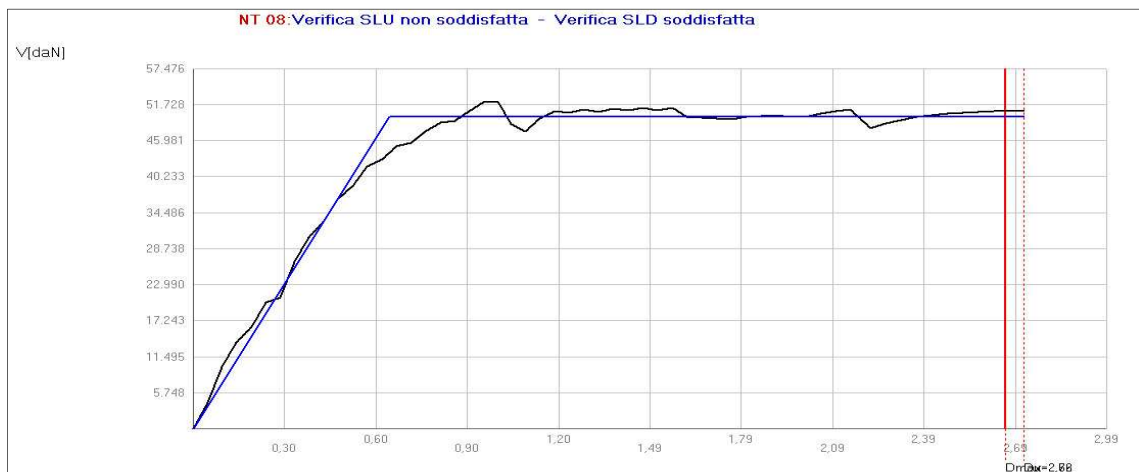
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	2,74	2,25	3,712	0,95	1,31	0,68	1,31	0,808	1,375
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	3,06	2,82	3,777	1,07	1,84	0,78	1,84	0,794	1,721
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	2,40	2,14	3,578	0,79	1,11	0,55	1,11	0,838	1,369
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	2,64	2,68	3,986	0,90	1,01	0,64	1,01	0,753	1,111
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,77	2,35	2,881	0,49	1,12	0,35	0,73	1,041	1,908
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,07	2,44	4,422	0,66	0,69	0,44	0,60	0,678	1,041
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	2,16	2,93	1,904	0,70	2,40	0,50	1,53	1,325	3,145
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	2,67	2,14	2,356	0,92	1,45	0,66	1,07	0,804	1,570
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	37,0	2,61	2,22	3,714	0,89	1,32	0,63	1,32	0,808	1,470
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-37,0	2,81	2,32	3,730	0,98	1,35	0,71	1,35	0,804	1,372
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	37,0	3,01	2,55	3,801	1,05	2,00	0,77	2,00	0,789	1,904
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-37,0	3,20	3,14	3,716	1,12	1,82	0,82	1,82	0,807	1,631
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	37,0	2,33	2,11	3,532	0,76	1,03	0,53	1,03	0,849	1,316
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-37,0	2,41	2,13	3,561	0,79	1,10	0,56	1,10	0,842	1,353
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	37,0	2,67	2,65	3,924	0,92	1,07	0,65	1,07	0,765	1,159
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-37,0	2,66	2,72	4,031	0,91	1,00	0,65	1,00	0,744	1,089
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	76,7	2,13	1,98	2,914	0,65	1,12	0,46	0,74	0,935	1,592
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-76,7	1,83	2,71	2,631	0,52	1,09	0,37	0,74	1,140	1,823
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	76,7	2,07	1,80	4,663	0,66	0,62	0,44	0,57	0,643	0,950
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-76,7	2,10	2,36	3,964	0,66	0,64	0,44	0,55	0,757	0,978
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	76,7	2,19	2,55	1,930	0,71	2,28	0,51	1,28	1,153	2,969
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-76,7	2,15	2,93	1,882	0,69	2,87	0,49	2,00	1,333	3,741
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	76,7	2,69	2,04	2,414	0,93	1,22	0,67	0,96	0,759	1,312
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-76,7	2,63	2,09	2,487	0,90	1,52	0,64	1,31	0,799	1,669

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

Piano-Soil

Questa tabella fornisce il quadro di vulnerabilità del fabbricato in esame: individuando per ogni direzione la condizione più gravosa, che nel caso in esame, secondo la direzione X è rappresentata dall'analisi 16 (distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare, verso negativo, eccentricità negativa). Mentre in direzione Y l'analisi più gravosa risulta essere la 19 (distribuzione proporzionale al primo modo, verso positivo, eccentricità positiva).

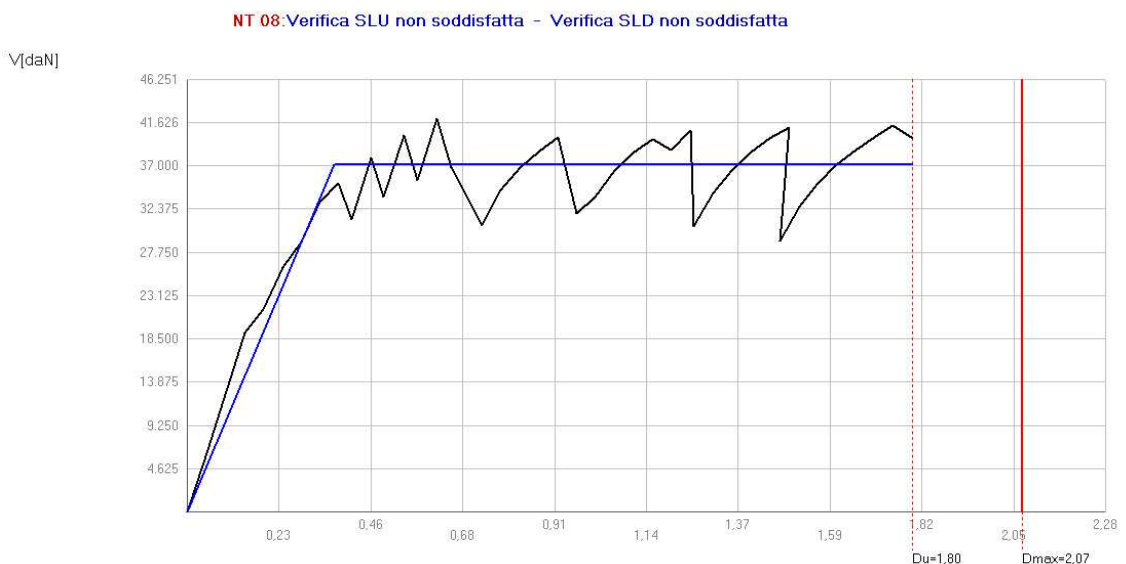
La curva di capacità risultante dall'analisi 16 (direzione X) è la seguente:



La curva di capacità in blu mostra un andamento abbastanza regolare fino al raggiungimento della condizione di stato limite, i salti sulla curva rappresentano le rotture dei pannelli e la conseguente redistribuzione delle forze. La verifica allo stato limite ultimo non risulta soddisfatta, in quanto, anche se il valore di domanda di spostamento $D_{max} = 2,66$ cm è minore dello spostamento ultimo offerto dalla struttura $D_u = 2,72$ cm, il coefficiente di sicurezza q^* (definito come rapporto tra lo spostamento ultimo richiesto e quello massimo del sistema) non risulta \leq di 3 (NTC 08 §7.8.1.6, limite per edifici in muratura), come riassunto dalla tabella seguente:

Verifiche		Vulnerabilità Sismica					
NT 08 - Verifica SLV Dmax: 2,66 [cm] \leq Du 2,72 [cm] q* 4,03 > 3 La verifica NON è soddisfatta		TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α_{PGA}
NT 08 - Verifica SLD Dmax: 0,91 [cm] \leq Dd 1,00 [cm] La verifica è soddisfatta Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		SLV	949	1,067	1,41	1,89	0,744
NT 08 - Verifica SLO Dmax: 0,65 [cm] \leq Do 1,00 [cm] La verifica è soddisfatta		SLD	101	1,168	0,71	0,65	1,089
		SLO	60	1,967	0,72	0,48	1,509
		Dettagli ...					
		Parametri di Analisi					
		T*	0,395 [s]	Duttilità disponibile	4,23		
		m*	307.487,92 [kg]	Γ	1,16		
		w	444.204,94 [kg]	F*y	42.909 [daN]		
				d*y	0,55 [cm]		
				d*u	2,34 [cm]		

La curva di capacità risultante dall'analisi 19 (direzione Y) è la seguente:



La curva di capacità in blu mostra un andamento fortemente irregolare fino al raggiungimento della condizione di stato limite, i salti sulla curva rappresentano le rotture dei pannelli e la conseguente redistribuzione delle forze. La verifica allo stato limite ultimo (così come per lo SLE), non risulta soddisfatta, in quanto il valore di domanda di

spostamento $D_{max} = 2,07$ cm è maggiore dello spostamento ultimo offerto dalla struttura D_u , $= 1,80$ cm e il coefficiente di sicurezza q^* (definito come rapporto tra lo spostamento ultimo richiesto e quello massimo del sistema) non risulta \leq di 3 (NTC 08 §7.8.1.6, limite per edifici in muratura), come riassunto dalla tabella seguente:

Verifiche		Parametri di Analisi	
NT 08 - Verifica SLV Dmax 2,07 [cm] > Du 1,80 [cm] q* 4,66 > 3 La verifica NON è soddisfatta		T*	0,321 [s] Duttilità disponibile 4,92
NT 08 - Verifica SLD Dmax 0,66 [cm] > Dd 0,62 [cm] La verifica NON è soddisfatta Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		m*	265.857,63 [kg] Γ 1,16
NT 08 - Verifica SLO Dmax 0,44 [cm] \leq Do 0,57 [cm] La verifica è soddisfatta		w	444.204,94 [kg] F*y 32.071 [daN]
		d*y	0,32 [cm]
		d*u	1,55 [cm]
		Analisi	
		Normativa	NT 08
		Carico sismico	1* modo di vibrare
		Direzione sisma	+ Uy
		Nodo controllo	39
		Media nodi di livello	2
		Eccentricità	76,7249984741211
		Versione	1.7.702 - Cod. 3

Il coefficiente di sicurezza globale minimo α_u , definito come rapporto tra l'accelerazione di capacità limite (PGA_C) e l'accelerazione di domanda spettrale (PGA_D) per lo SLU è pari a 0,643 ed appartiene all'analisi 19 (direzione Y), a denotare ancora una volta la maggiore vulnerabilità della struttura in tale direzione, come mostrato nella tabella seguente:

Vulnerabilità Sismica										
				TR _C					TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	676	949	0,712	1,89	1,65	2,49	0,29	0,873	1,22	0,643
SLD	93	101	0,921	0,65	0,62	2,52	0,29	0,954	0,62	0,950
SLO	81	60	1,350	0,48	0,57	2,51	0,30	1,194	0,59	1,229

Modello A*

Nel modello A* è stata modellizzata la struttura originaria senza la torre. Questo modello è stato sviluppato ovviamente con gli stessi parametri caratterizzanti il modello A.

Il nodo di controllo scelto per tale modello è il nodo N21 situato sul secondo livello della struttura, in prossimità del baricentro di livello ed è inoltre rappresentativo del comportamento strutturale poiché situato su una parete che giunge a collasso a seguito dell'applicazione del sistema di forze in entrambe le direzioni.

Di seguito si riporta la visualizzazione tridimensionale di tale modello:

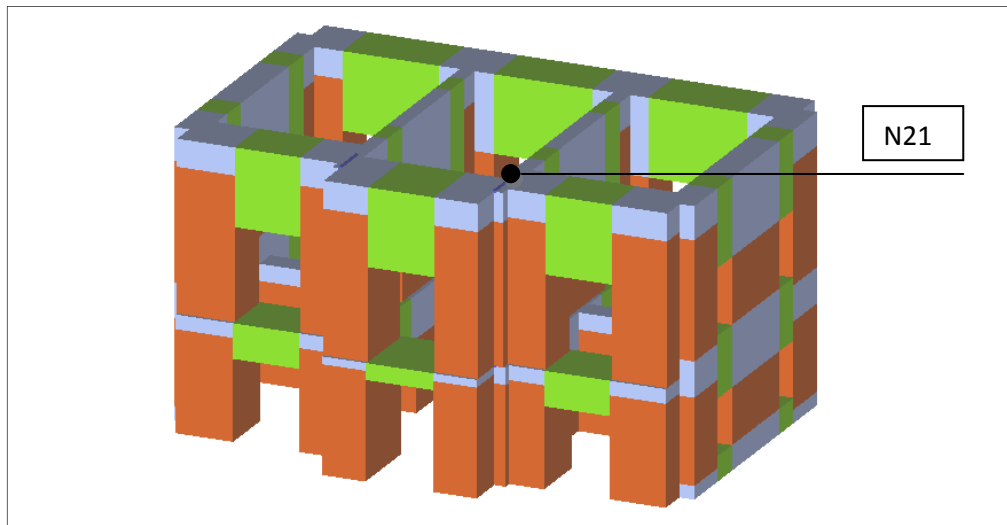


Figura 6.31: visualizzazione 3D modello A* con individuazione del nodo di controllo.

I risultati dell'analisi condotta vengono riassunti nella seguente tabella:

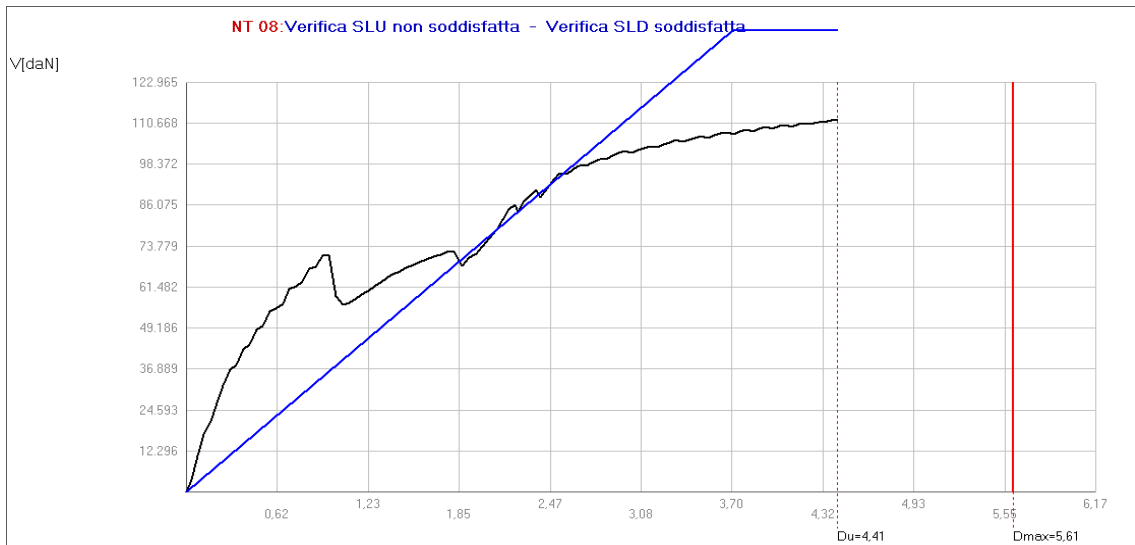
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	3,73	5,77	2,365	1,31	4,95	0,96	3,29	1,268	3,790
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	4,25	4,40	2,714	1,49	4,40	1,09	4,40	1,035	2,958
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	4,61	5,64	1,787	1,61	5,21	1,18	3,89	1,225	3,234
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	5,48	4,55	1,660	1,92	4,23	1,41	4,23	0,829	2,206
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	3,29	2,60	3,757	1,15	1,38	0,84	1,38	0,792	1,200
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	3,61	3,07	3,783	1,26	1,74	0,93	1,74	0,793	1,374
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	3,12	2,60	4,748	1,09	2,39	0,80	1,79	0,632	2,190
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	3,40	3,09	4,777	1,19	2,12	0,87	2,12	0,628	1,778
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	47,7	3,77	5,56	2,374	1,32	4,78	0,97	3,26	1,264	3,625
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-47,7	3,77	5,97	2,333	1,32	5,11	0,97	3,41	1,286	3,882
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	47,7	4,24	4,23	2,760	1,48	4,18	1,09	4,18	0,998	2,822
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,7	4,24	4,58	2,693	1,48	4,58	1,09	4,58	1,081	3,090
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	47,7	4,66	5,59	1,802	1,63	5,23	1,19	3,93	1,200	3,208
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-47,7	4,67	5,77	1,718	1,63	5,10	1,20	3,93	1,235	3,123
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	47,7	5,61	4,41	1,514	1,96	4,41	1,44	4,41	0,787	2,250
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-47,7	5,28	4,53	1,859	1,85	3,91	1,35	3,91	0,858	2,115
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	74,5	3,33	2,86	3,949	1,17	1,52	0,85	1,52	0,760	1,307
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-74,5	3,35	2,79	3,924	1,17	1,51	0,86	1,51	0,765	1,291
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	74,5	3,56	4,31	4,367	1,25	1,45	0,91	1,45	0,687	1,162
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-74,5	3,78	3,47	3,865	1,32	2,63	0,97	2,63	0,776	1,992
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	74,5	3,02	2,84	4,771	1,06	1,86	0,78	1,50	0,629	1,760
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-74,5	3,10	2,83	4,615	1,08	1,11	0,79	1,11	0,650	1,027
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	74,5	3,36	3,44	4,975	1,17	2,12	0,86	1,93	0,603	1,805
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-74,5	3,36	3,34	4,860	1,18	2,67	0,86	2,54	0,617	2,267

Legenda colori

Verificato
 Non verificato
 Non converge a p.p.
 Analisi più gravosa

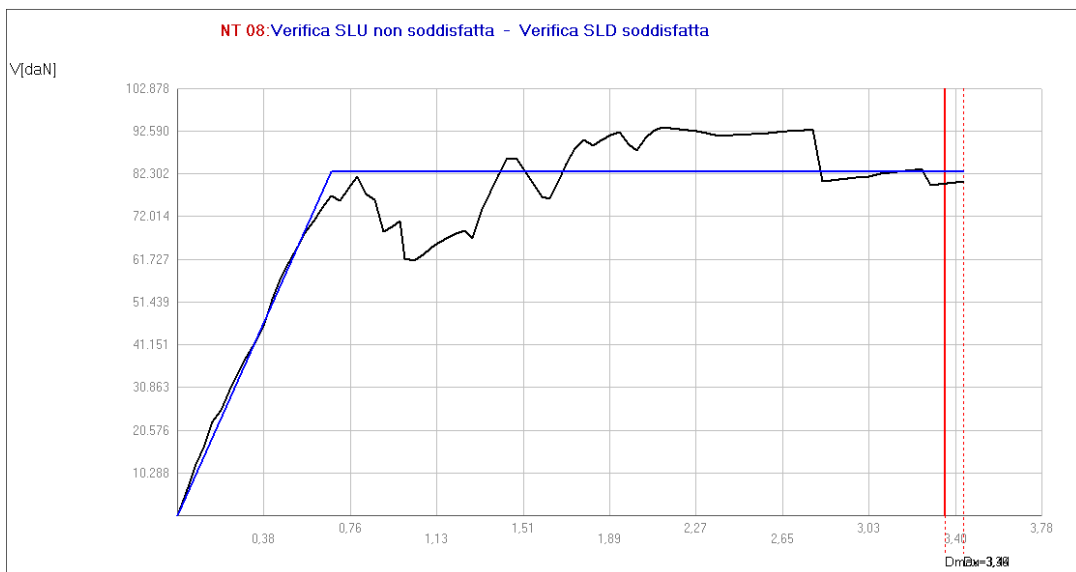
Piano-Soil

La condizione più gravosa, secondo la direzione X è rappresentata dall'analisi 15 (distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare, verso negativo, eccentricità positiva). Mentre in direzione Y l'analisi più gravosa risulta essere la 23 (distribuzione proporzionale al primo modo, verso negativo, eccentricità positiva).



La precedente curva di capacità inerente all'analisi 15, mostra come in assenza della torre gli spostamenti secondo X per raggiungere la condizione di collasso siano maggiori, anche se una volta raggiunto il taglio massimo, la curva si arresta, perché a seguito dell'incremento di spostamento richiesto al nodo N21, alcuni elementi superano il limite ultimo di drift e il loro contributo viene meno, così come il taglio complessivo scende sotto la soglia dell'80% del massimo valore registrato (in corrispondenza di D_u). quindi l'elemento torre limitava la capacità della sottostruttura. La verifica allo stato limite ultimo non risulta soddisfatta, in quanto il valore di domanda di spostamento $D_{max} = 5,71$ cm è maggiore dello spostamento ultimo offerto dalla struttura $D_u, = 4,41$ cm.

In direzione Y l'analisi 23 mostra il seguente andamento della curva di capacità:



Anche in questa direzione si nota un aumento degli spostamenti dovuto all'assenza dell'elemento torre, tuttavia la verifica allo stato limite ultimo non risulta soddisfatta, in quanto $q^* = 4,975 > 3$. Il coefficiente di sicurezza globale minimo α_u è pari a 0,603 ed appartiene all'analisi 23 (direzione Y), a denotare ancora una volta la maggiore vulnerabilità della struttura in tale direzione, come mostrato nella tabella seguente:

Vulnerabilità Sismica

					TR _C			TR=cost		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F _D (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	1021	949	1,076	1,89	1,94	2,48	0,29	1,027	1,14	0,603
SLD	305	101	3,020	0,65	1,16	2,50	0,30	1,783	1,17	1,805
SLO	251	60	4,183	0,48	1,05	2,50	0,30	2,198	1,07	2,244

MODELLO A+B:

in questa modellazione è stato considerato l'intero corpo di fabbrica, definito dagli stessi parametri utilizzati per i precedenti modelli. Il nodo di controllo scelto per tale modello è il nodo N85 situato sul secondo livello della struttura, in prossimità del baricentro di livello ed è inoltre rappresentativo del comportamento strutturale poiché situato su una parete che giunge a collasso a seguito dell'applicazione del sistema di forze in entrambe le direzioni.

Di seguito si riporta la visualizzazione tridimensionale di tale modello:

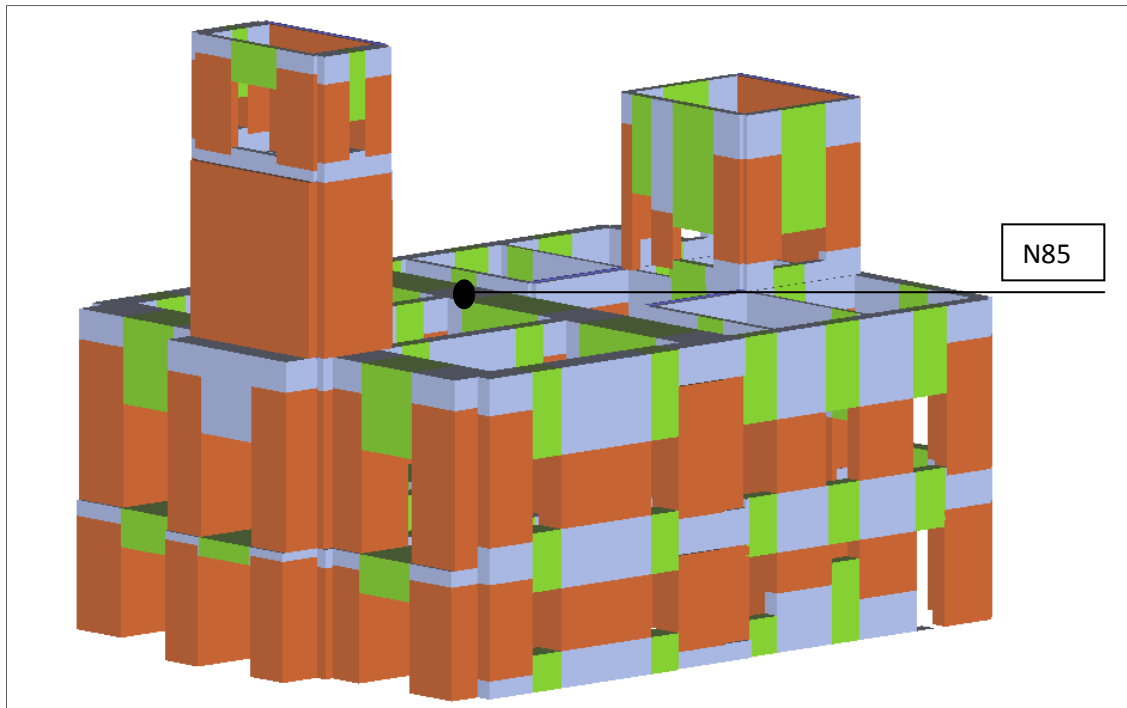


Figura 6.32: visualizzazione 3D modello A+B con individuazione del nodo di controllo.

I risultati dell'analisi condotta vengono riassunti nella seguente tabella:

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	✓	+X	Masse	0,0	2,91	4,65	2,884	1,02	2,53	0,75	2,53	1,040	2,481
2	✓	+X	1° modo	0,0	3,26	4,30	3,209	1,14	2,41	0,84	2,41	0,935	2,109
3	✓	-X	Masse	0,0	2,91	5,69	2,993	1,02	2,30	0,75	2,30	1,002	2,261
4	✓	-X	1° modo	0,0	3,21	3,48	3,567	1,12	1,84	0,82	1,84	0,841	1,639
5	✓	+Y	Masse	0,0	1,73	3,19	1,479	0,60	0,21	0,44	0,03	1,846	0,341
6	✓	+Y	1° modo	0,0	1,93	2,76	2,268	0,68	0,13	0,50	0,03	1,323	0,194
7	✓	-Y	Masse	0,0	1,29	2,99	1,839	0,45	1,22	0,32	1,22	1,631	2,689
8	✓	-Y	1° modo	0,0	1,43	2,20	2,395	0,50	0,85	0,37	0,71	1,252	1,687
9	✓	+X	Masse	96,5	2,80	4,60	3,076	0,98	2,18	0,72	2,18	0,975	2,230
10	✓	+X	Masse	-96,5	2,96	4,23	2,837	1,04	2,68	0,76	2,68	1,058	2,588
11	✓	+X	1° modo	96,5	3,16	3,96	3,332	1,11	1,97	0,81	1,97	0,900	1,784
12	✓	+X	1° modo	-96,5	3,31	4,09	3,174	1,16	2,61	0,85	2,61	0,945	2,254
13	✓	-X	Masse	96,5	2,89	4,41	3,048	1,01	2,03	0,74	2,03	0,984	2,013
14	✓	-X	Masse	-96,5	2,95	5,81	2,934	1,03	2,17	0,76	2,17	1,023	2,105
15	✓	-X	1° modo	96,5	3,14	4,66	3,774	1,10	3,64	0,80	3,48	0,795	3,316
16	✓	-X	1° modo	-96,5	3,23	3,12	3,394	1,13	1,95	0,83	1,95	0,884	1,726
17	✓	+Y	Masse	74,5	1,75	2,93	1,487	0,81	0,19	0,45	0,03	1,669	0,303
18	✓	+Y	Masse	-74,5	1,62	3,38	1,627	0,57	0,23	0,41	0,03	1,844	0,399
19	✓	+Y	1° modo	74,5	1,94	2,80	2,251	0,68	0,13	0,50	0,03	1,333	0,198
20	✓	+Y	1° modo	-74,5	1,48	2,74	3,176	0,52	0,15	0,38	0,03	0,945	0,296
21	✓	-Y	Masse	74,5	1,25	2,97	1,860	0,43	1,13	0,31	1,13	1,613	2,589
22	✓	-Y	Masse	-74,5	1,31	2,94	1,835	0,46	1,13	0,33	1,13	1,635	2,457
23	✓	-Y	1° modo	74,5	1,50	2,80	2,375	0,52	0,76	0,38	0,65	1,263	1,459
24	✓	-Y	1° modo	-74,5	1,50	2,12	2,269	0,53	0,90	0,39	0,77	1,322	1,706

Legenda colori
■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa Piano-Soil

Le analisi più penalizzanti per questo modello risultano essere la 15 (direzione X) e la 20 (direzione Y). Per l'analisi 15 non risulta soddisfatta la verifica allo SLU in quanto il valore di q* risulta pari a 3,774 > 3. Mentre nell'analisi 20 q* vale 3,176 > 3, e quindi anche in questo caso la verifica non è soddisfatta come mostrato dall'immagine precedente. Il coefficiente di sicurezza globale minimo α_u è pari a 0,795 ed appartiene all'analisi 15 (direzione X), a denotare che considerando una buona continuità strutturale tra i due corpi di fabbrica è la direzione X quella caratterizzata da una maggiore vulnerabilità, come mostrato nella tabella seguente:

Vulnerabilità Sismica										
					TR _C				TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	> 2475	949	> 2,608	1,89	2,63	2,44	0,32	1,392	1,50	0,795
SLD	1459	101	14,446	0,65	2,19	2,46	0,30	3,387	2,15	3,316
SLO	1230	60	20,500	0,48	2,07	2,47	0,30	4,321	2,07	4,324

Modello A*+B

in questa modellazione è stato considerato l'intero corpo di fabbrica ma senza l'elemento torre. Il nodo di controllo scelto per tale modello è il nodo N75 situato sul secondo livello della struttura, in prossimità del baricentro di livello ed è inoltre il corrispettivo del nodo N85 utilizzato nell'analisi del modello A+B, precedentemente illustrato.

Di seguito si riporta la visualizzazione tridimensionale di tale modello:

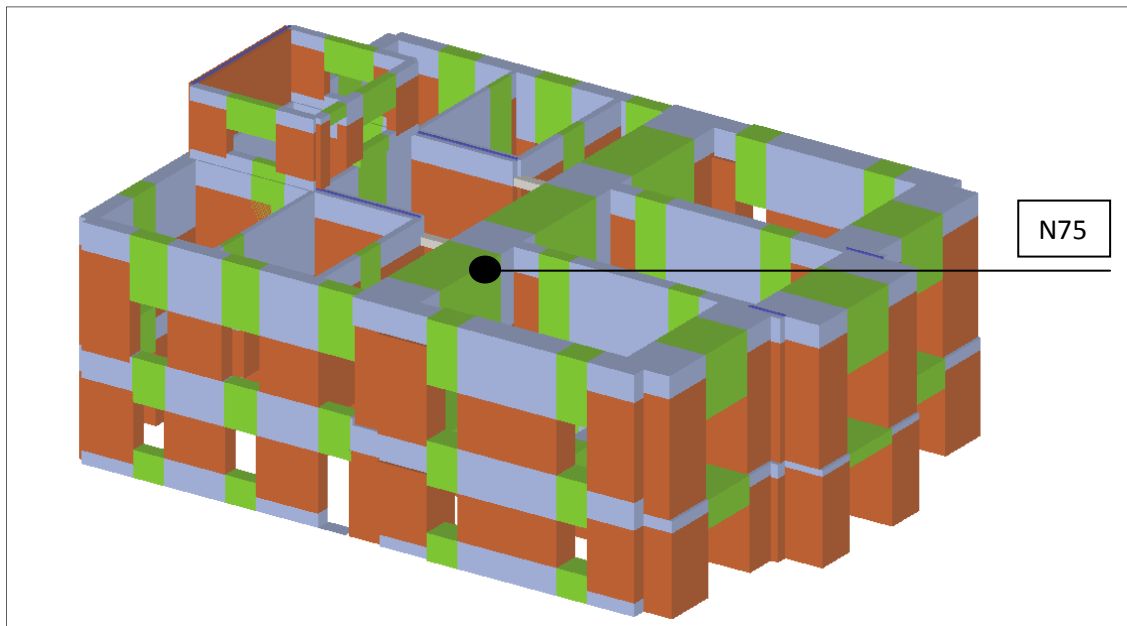


Figura 6.33: visualizzazione 3D modello A*+B con individuazione del nodo di controllo.

I risultati dell'analisi condotta vengono riassunti nella seguente tabella:

Verifica analisi													
Normativa													
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^a SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	3,16	4,17	3,487	1,11	2,09	0,81	2,09	0,860	1,892
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	3,60	6,25	3,813	1,26	4,03	0,92	3,24	0,787	3,203
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	3,27	4,64	3,446	1,15	2,27	0,84	2,11	0,871	1,983
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	3,62	5,19	3,877	1,26	5,00	0,93	4,14	0,774	3,955
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,43	3,15	2,238	0,37	1,58	0,26	1,58	1,341	3,104
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,64	2,16	2,299	0,45	1,56	0,32	1,56	1,273	2,735
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,42	1,80	2,223	0,37	0,60	0,26	0,60	1,218	1,495
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,63	2,60	2,296	0,45	0,77	0,32	0,77	1,307	1,568
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	96,5	3,07	4,20	3,679	1,07	2,12	0,79	2,12	0,815	1,972
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-96,5	3,16	4,26	3,515	1,11	2,59	0,81	2,11	0,854	2,343
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	96,5	3,50	6,18	3,992	1,23	1,80	0,90	1,80	0,751	1,471
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-96,5	3,69	6,03	3,648	1,29	2,39	0,95	2,39	0,822	1,850
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	96,5	3,22	4,45	3,581	1,13	2,13	0,83	2,13	0,838	1,893
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-96,5	3,28	4,77	3,361	1,15	2,54	0,84	2,09	0,893	2,214
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	96,5	3,56	5,06	4,047	1,25	4,83	0,91	4,37	0,741	3,879
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-96,5	3,65	6,07	3,831	1,28	5,36	0,94	3,81	0,783	4,199
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	74,5	1,44	3,26	2,296	0,37	1,16	0,27	1,16	1,307	2,391
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-74,5	1,44	3,04	2,302	0,37	1,55	0,26	1,55	1,303	3,038
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	74,5	1,67	3,07	2,494	0,45	0,92	0,32	0,92	1,203	1,752
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-74,5	1,65	3,10	2,429	0,45	1,46	0,32	1,46	1,235	2,563
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	74,5	1,43	1,89	2,260	0,37	0,59	0,26	0,59	1,149	1,474
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-74,5	1,43	1,82	2,265	0,37	0,75	0,26	0,75	1,226	1,735
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	74,5	1,64	2,31	2,310	0,45	0,77	0,32	0,77	1,299	1,560
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-74,5	1,63	2,38	2,287	0,45	0,79	0,32	0,79	1,312	1,606

Legenda colori:
■ Verificato
■ Non verificato
■ Non converge a p.p.
■ Analisi più gravosa

Le analisi più penalizzanti per questo modello risultano essere la 15 (direzione X) e la 21 (direzione Y). Per l'analisi 15 non risulta soddisfatta la verifica allo SLU in quanto il valore di q^* risulta pari a $4,047 > 3$. Mentre per l'analisi 21 le verifiche agli SLU e SLE risultano soddisfatte. Si evince inoltre dall'entità degli spostamenti che effettivamente la presenza dell'elemento torre tende a limitare la capacità di resistenza globale. Il coefficiente di sicurezza globale minimo α_u è pari a 0,741 ed appartiene all'analisi 15 (direzione X), a denotare che in assenza della torre e considerando una buona continuità strutturale tra i due corpi di fabbrica è la direzione X quella caratterizzata da una maggiore vulnerabilità, come mostrato nella tabella seguente:



6.9.2 – CONFRONTO TRA ANALISI PUSH OVER

Raffrontiamo ora le varie analisi svolte sui diversi modelli, mettendo a confronto i risultati delle sole analisi più penalizzanti in direzione X e Y per ogni modello e i rispettivi indici di vulnerabilità sismica. Nella seguente tabella vengono riassunti per modello i valori di D_{max} e D_u relativi ai tre stati limite considerati (SLU, SLD e SLO); di q^* (indice di sicurezza); α_u e α_e (indici di vulnerabilità sismica rispettivamente per SLU e SLE).

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e	
Modello A (struttura originaria), nodo 20														
12	✓	+X	1* modo	-47,7	3,42	3,22	2,796	1,20	2,95	0,88	2,86	0,939	2,467	T* > T _c
19	✓	+Y	1* modo	74,5	2,39	1,40	2,410	0,84	0,16	0,81	0,06	0,585	0,217	
Modello A (assenza torre), nodo 21														
15	✓	-X	1* modo	47,7	5,81	4,41	1,514	1,96	4,41	1,44	4,41	0,787	2,250	T* > T _c
23	✓	-Y	1* modo	74,5	3,36	3,44	4,975	1,17	2,12	0,86	1,93	0,603	1,805	
Modello B (ampliamento), nodo 39														
16	✓	-X	1* modo	-37,0	2,86	2,72	4,031	0,91	1,00	0,65	1,00	0,744	1,089	T* > T _c
19	✓	+Y	1* modo	76,7	2,07	1,80	4,663	0,66	0,62	0,44	0,57	0,643	0,950	
Modello A + B, nodo 85														
15	✓	-X	1* modo	96,5	3,14	4,66	3,774	1,10	3,64	0,80	3,48	0,795	3,316	T* > T _c
20	✓	+Y	1* modo	-74,5	1,48	2,74	3,176	0,52	0,15	0,38	0,03	0,945	0,296	
Modello A + B (assenza torre), nodo 75														
15	✓	-X	1* modo	96,5	3,56	5,06	4,047	1,25	4,83	0,91	4,37	0,741	3,879	T* > T _c
21	✓	-Y	Masse	74,5	1,43	1,69	2,260	0,37	0,59	0,26	0,59	1,149	1,474	

Il coefficiente di sicurezza α_u nel caso in cui $T^* \geq T_C$ e $q^* \leq 3$ è pari a:

$$\alpha_u = \frac{a_g^u}{a_g^{SLV}} = \frac{a_g^u}{a_g^{SLV}} \cdot \frac{S_e^1(T^*)}{S_e^1(T^*)} \cdot \frac{(T^*/2\pi)^2}{(T^*/2\pi)^2} \cdot \frac{\Gamma}{\Gamma} = \frac{d_u}{d_{max}}$$

Nel caso in cui $q^* \geq 3$ si utilizzano valori di accelerazione e di spostamenti ridotti, calcolati assumendo $q^* = 3$. I valori di accelerazione e spostamento ridotti sono pari a:

$$a_g^{u,rid} = \frac{3F_y^*}{S_e^1(T^*) \cdot m^*}$$

$$d_{u,rid} = S_{De}(T^*, a_g^{u,rid}) = a_g^{u,rid} \cdot S_e^1(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 = \frac{3 \cdot F_y^*}{m^*} \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2$$

Nel caso invece in cui $T^* < T_C$ e $1 \leq q^* \leq 3$ lo spostamento risulta amplificato rispetto a quello elastico secondo la seguente relazione:

$$\left\{ \begin{array}{l} d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \\ d_{e,max}^* = S_{De}(T^*, a_g^{SLV}) = S_e(T^*, a_g^u) \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 \\ q^* = \frac{S_e(T^*, a_g^{SLV}) m^*}{F_y^*} \end{array} \right.$$

Dal confronto tra il modello A (struttura originaria) e il medesimo modello senza la presenza della torre, emerge che i coefficienti α_u relativi alle analisi in direzione x e direzione y sono maggiori nel caso del modello senza torre, a causa dell'assenza di tale elemento che rappresenta di fatto un punto di debolezza della struttura.

Inoltre, si rileva una maggiore resistenza per entrambi i modelli in direzione x, dato che la pianta si sviluppa maggiormente lungo la stessa. Fenomeno che si inverte nel caso del modello A+B e A*+B, in cui la direzione più resistente risulta essere la Y. Se osserviamo gli spostamenti si nota come nei modelli senza l'elemento torre siano più elevati, questo aspetto conferma l'influenza che la torre in effetti limita la capacità resistente della struttura, poiché rappresenta un elemento estremamente debole e snello.

Per quanto riguarda l'analisi svolta sul modello B, i coefficienti α_u risultano, in entrambe le direzioni orizzontali di propagazione del sisma, inferiori a quelli del modello A senza torre, questo è indice di una minore resistenza dello stesso, causata da un inferiore spessore della muratura.

Dal confronto tra il modello A+B (struttura completa) e il modello A*+B (senza torre), si nota come in direzione x i coefficienti α_u siano molto prossimi, a denotare che la torre non influenza il comportamento in tale direzione. In direzione y, invece, la presenza della torre limita notevolmente la risposta globale della struttura, infatti, non solo il coefficiente α_u relativo al modello senza torre è maggiore ma le analisi in questo caso risultano verificate. Infine, confrontando i coefficienti α_u relativi al modello A+B (senza torre) e gli stessi relativi al modello A (senza torre) si nota come la resistenza in direzione y aumenti, questo risultato (abbastanza scontato) da significatività ai valori ottenuti. Va detto però che sia nella modellazione A+B che in quella A*+B, l'ipotesi formulata è quella di un efficace collegamento tra le due strutture, ipotesi che è diversa dalla situazione reale di cui si è verificato, durante le campagne diagnostiche. La situazione accertata è quella di una non efficace connessione tra le strutture. Quindi dai risultati è emerso che l'elemento torre va rinforzato e rapportato in termini di resistenza alla sottostruttura, ed inoltre la modellazione completa (A+B), con e senza torre, se pur distante dalla realtà ha sottolineato che la struttura lavorerebbe meglio se fosse efficacemente connessa, ma il comportamento e le tecniche costruttive dei due corpi portano ad una soluzione che li vedrebbe totalmente disconnessi ed indipendenti, capaci di esplicare la propria risposta al sisma senza influenzarsi, data la impossibilità di realizzare una connessione che garantisca un comportamento solidale delle due strutture.

6.10 - DEFINIZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DEL COMPLESSO ARCHITETTONICO

Il Municipio di Palagiano, sede del Comando dei Vigili Urbani e della "Pro Loco", rientra nella categoria di edifici che da *D.M. 14 gennaio 2008* sono definiti come strategici e rilevanti (classe d'uso III), i quali, secondo quanto sancito dall'articolo 2 comma 3 dell'*Ordinanza PCM 3274/2003*, sono soggetti a verifiche da parte dei soggetti proprietari. Scopo della normativa era verificare la sicurezza di quegli edifici che, durante il manifestarsi di un evento sismico, avrebbero potuto rivestire una importanza strategica ai fini di soccorso, raccoglimento o semplicemente organizzazione logistica delle operazioni di soccorso, in modo da poter intervenire su edifici risultati maggiormente vulnerabili. *Il Decreto PCM del 21 ottobre 2003* ha recepito quanto esplicito dall'Ordinanza, specificando quelli che sono gli edifici da ritenersi strategici., ampliando il campo di applicazione delle verifiche sul

patrimonio edilizio, definendo livelli sia di acquisizione dei dati che di verifica da utilizzare in funzione del livello di priorità e delle caratteristiche dell'edificio in esame, in accordo con l'operato sia della Commissione Nazionale grandi rischi che del Dipartimento della Protezione Civile.

I livelli definiti sono principalmente tre:

- Livello 0 (LV0), in cui sono semplicemente elencate informazioni generali sul tipo di edificio analizzato (denominazione dell'opera, proprietario, utilizzatore, classificazione, coordinate geografiche, dati dimensionali, etc.);
- Livello 1 (LV1), Livello 2 (LV2), i quali richiedono una forma di rilievo maggiormente dettagliata e la valutazione del rischio sismico. A distinguere i due livelli sono le tipologie di analisi strutturale effettuate ai fini della valutazione del rischio sismico ovvero analisi statica lineare per LV1 e *analisi statica non lineare per LV2*, presupponendo un livello di conoscenza minimo del manufatto pari ad LC2.

L'entrata in vigore del *D.M. 14 gennaio 2008* ha recepito l'*Ordinanza del 2003*, variando il coefficiente di importanza della struttura esaminata γ_i in classe d'uso C_u e definendo come edifici sensibili i ricadenti in C_u pari a III e come strategici i ricadenti in C_u pari a IV.

La normativa fa riferimento alla p_g (peak ground acceleration) ovvero l'accelerazione orizzontale sul terreno che corrisponde a un valore di a_g solo per suoli di categoria A e coefficiente topografico S_T di tipo unitario. Per categorie di suolo differenti il valore di p_g va amplificato, tenendo conto di coefficienti sia topografici che stratigrafici, attraverso la relazione:

$$P_g = S_e(T=0) = a_g S_S S_T$$

calcolo dell'accelerazione spettrale per periodo $T = 0$, corrispondente al solo effetto su terreno rigido.

Scopo della compilazione delle schede di secondo livello è la definizione di due indicatori di rischio a cui è associata la vulnerabilità sismica del complesso architettonico:

- Il primo indicatore è dato dal rapporto tra accelerazione di capacità e accelerazione di domanda, in termini di p_g , coerentemente all'ordinanza 3274 del 2003 e s.m.i.:

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_{capacità}}{PGA_{domanda}}$$

- Il secondo indicatore è dato dal rapporto fra periodo di ritorno di capacità e periodo di ritorno di domanda, in ottemperanza alla norme tecniche del 2008:

$$\alpha_{TR} = \left(\frac{T_{Rit\ capacità}}{T_{Rit\ domanda}} \right)^\alpha$$

La normalizzazione del rapporto tra periodi alla scala di rischio derivante dal rapporto tra accelerazioni avviene elevando il rapporto tra periodi a un coefficiente $\alpha = 0.41$, ottenuto dall'analisi statica delle curve di pericolosità a livello nazionale.

Essendo edifici strategici, si fa riferimento sia allo stato limite di operatività SLO che allo stato limite di danno SLD e, poiché edifici in muratura, si considera anche lo stato limite di salvaguardia della vita SLV, non considerando lo stato limite di collasso SLC.

Per la compilazione delle schede della Protezione Civile, riferite sia al modello A che al modello B, si è utilizzato il software di guida alla compilazione *DPC – CNR ITC* (Dipartimento della Protezione Civile – Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto per le Tecnologie per la Costruzione), realizzato nell'ambito del progetto di ricerca nazionale RELUIS 2005 / 2008, nella versione riferita alle norme tecniche del 2008.

Focalizziamo l'attenzione sul calcolo degli indici di vulnerabilità dei modelli A e B.

Calcolo Indici di Vulnerabilità sismica Modello A:

L'indice di vulnerabilità sismica (α_{PGA}) può essere calcolato come segue:

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGAc(TR)}{PGAd} \quad \alpha_{PGA} = \frac{PGAc(TR=cost)}{PGAd}$$

questi due metodi di calcolo sono riferiti ad un suolo rigido (A), mentre per la corretta compilazione della scheda è richiesta l'accelerazione relativa al suolo reale di riferimento, nel nostro caso suolo di tipo (B), espressa in funzione dell'accelerazione di gravità (g).

Consideriamo tra le 16 analisi statiche non lineari con eccentricità eseguite sul modello l'analisi con minimo valore del coefficiente di sicurezza α_u , che è l'analisi numero 19.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	α^* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	3,13	3,85	2,316	1,10	3,79	0,80	3,79	1,229	3,453
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	3,41	3,41	2,833	1,19	2,33	0,87	2,33	1,001	1,954
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	3,12	3,79	2,390	1,09	3,80	0,80	3,80	1,214	3,481
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	3,57	3,49	2,842	1,25	2,82	0,92	2,82	0,976	2,256
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	2,13	2,85	2,044	0,74	0,28	0,55	0,08	1,342	0,378
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,38	1,50	2,374	0,83	0,19	0,61	0,06	0,632	0,227
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,89	2,73	2,322	0,66	1,45	0,49	1,45	1,292	2,183
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	2,22	3,19	2,363	0,78	1,83	0,57	1,39	1,269	2,364
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-47,7	3,16	4,16	2,312	1,11	3,79	0,81	3,79	1,298	3,431
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,7	3,17	3,62	2,247	1,11	3,47	0,81	3,47	1,143	3,129
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,7	3,44	3,79	2,940	1,20	2,27	0,88	2,27	1,020	1,882
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,7	3,42	3,22	2,796	1,20	2,95	0,88	2,86	0,939	2,467
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	47,7	3,25	4,06	2,282	1,14	4,03	0,83	4,03	1,247	3,542
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-47,7	3,05	3,60	2,430	1,07	3,40	0,78	3,40	1,183	3,194
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-47,7	3,48	3,68	3,186	1,22	2,13	0,89	2,13	0,942	1,753
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-47,7	3,42	3,23	3,003	1,20	2,67	0,88	2,67	0,946	2,230
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	74,5	2,12	3,04	2,106	0,74	0,27	0,54	0,08	1,424	0,366
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-74,5	2,12	3,09	2,122	0,74	0,29	0,54	0,09	1,413	0,393
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	74,5	2,39	1,40	2,410	0,84	0,18	0,61	0,06	0,585	0,217
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-74,5	2,41	1,52	2,294	0,84	0,20	0,62	0,06	0,630	0,233
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	74,5	1,74	2,84	2,674	0,61	1,36	0,45	1,36	1,122	2,236
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-74,5	1,84	2,88	2,499	0,64	1,28	0,47	1,28	1,201	1,995
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	74,5	2,19	3,45	2,476	0,76	1,47	0,56	1,10	1,212	1,923
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-74,5	2,07	3,48	2,624	0,72	2,14	0,53	1,99	1,143	2,954

Verificato
 Non verificato
 Non converge a p.p.
 Analisi più gravosa

Piano-Soil

Per lo stato limite ultimo e in particolare per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV scegliamo il minore dei valori α_{PGA} ed esprimiamo la corrispettiva accelerazione di capacità in funzione di g.

	TR _C							TR=cost		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	261	949	0,275	1,89	1,07	2,50	0,30	0,587	1,11	0,585
SLD	< 30	101	< 0,297	0,65	0,00	0,00	0,00	0,000	0,14	0,217
SLO	< 30	60	< 0,500	0,48	0,00	0,00	0,00	0,000	0,05	0,096

OK

Parametri di Spettro	
A _g [ms ⁻²]	1,07
A _g [g]	0,109
F ₀	2,50
T _r [anni]	261
S _s	1,2
Pga [g] di capacità	0,131

Eseguiamo il calcolo della PGA di capacità allo stato limite di esercizio e il rispettivo periodo di ritorno T_R .

Anche per lo stato limite di danno **SLD** consideriamo tra le 16 analisi con eccentricità eseguite sul modello l'analisi numero 19, che è quella che contiene il minimo valore di $\alpha_{PGA} = 0,217$ e di spostamento corrispettivo $D_d = 0,18$ cm (capacità di spostamento a SLD in corrispondenza del superamento del limite di deformazione di interpiano).

Dettaglio verifiche

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV

Dmax 2,39 [cm] > Du 1,40 [cm]
 $q^* 2,41 \leq 3$

La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD

Dmax 0,84 [cm] > Dd 0,18 [cm]

La verifica NON è soddisfatta

Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 21 e 22 al livello 4

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,61 [cm] > Do 0,06 [cm]

La verifica NON è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	T_{RC}	T_{RD}	α_{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	261	949	0,275	1,11	1,89	0,585
SLD	< 30	101	< 0,297	0,14	0,65	0,217
SLO	< 30	60	< 0,500	0,05	0,48	0,096

Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* 0,700 [s] Duttilità disponibile 1,41
m* 1.033.862,73 [kg] Γ 0,59
w 1.296.963,66 [kg] F*y 141.385 [daN]
 d*y 1,70 [cm]
 d*u 2,39 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
Carico sismico 1° modo di vibrare
Direzione sisma + Uy
Nodo controllo 20
Media nodi di livello 2
Eccentricità 74,4502029418945
Versione 1.7.702 - Cod. 3

Modello

Nome MODELLO A N20
Pareti 11
Livelli 4
Nodi 3D 48
Nodi 2D 10
Materiali 3
Elementi 96
Travi 0
Pilastri 0
Vincoli 14
Setti travi 0
Setti pareti 0

Considerando i parametri corrispondenti al periodo di ritorno T_{RC} indicato per la capacità a SLD, ovvero $T_{RC} < 30$ anni, si può determinare la domanda di spostamento relativa, che

dovrà coincidere con D_d . Essendo fuori dai valori tabulati secondo normativa, assumiamo un valori di $T_{Rc} = 30$ anni.

	TR _C							TR=cost		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	$\alpha_{PGA}(TR)$	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	261	949	0,275	1,89	1,07	2,50	0,30	0,567	1,11	0,585
SLD	< 30	101	< 0,297	0,65	0,00	0,00	0,00	0,000	0,14	0,217
SLO	< 30	60	< 0,500	0,48	0,00	0,00	0,00	0,000	0,05	0,096

Parametri Spettro	
A _g [ms ⁻²]	0,14
A _g [g]	0,014
F ₀	2,53
T _r [anni]	30
S _s	1,2
Pga [g] di capacità	0,017

Per lo stato limite di operatività **SLO**, considerando l'analisi numero 19, il minimo valore di $\alpha_{PGA} = 0,096$ e di spostamento corrispettivo $D_o = 0,06$ cm (capacità di spostamento a SLO in corrispondenza del superamento del limite di deformazione di interpiano).

NT 08 - Verifica SLO

Dmax 0,61 [cm] > D_o 0,06 [cm]

La verifica NON è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	261	949	0,275	1,11	1,89	0,585
SLD	< 30	101	< 0,297	0,14	0,65	0,217
<u>SLO</u>	< 30	60	< 0,500	<u>0,05</u>	0,48	<u>0,096</u>

Dettagli ...

Parametri di Analisi

T*	0,700 [s]	Duttilità disponibile	1,41
m*	1.033.862,73 [kg]	Γ	0,59
w	1.296.963,66 [kg]	F*y	141.385 [daN]
		d*y	1,70 [cm]
		d*u	2,39 [cm]

Livelli 4

Nodi 3D 48

Nodi 2D 10

Materiali 3

Elementi 96

Travi 0

Pilastrini 0

Vincoli 14

Setti travi 0

Setti pareti 0

Considerando i parametri corrispondenti al periodo di ritorno T_{RC} indicato per la capacità a SLD, ovvero $T_{RC} < 30$ anni, si può determinare la domanda di spostamento relativa, che dovrà coincidere con D_o . Essendo fuori dai valori tabulati secondo normativa, assumiamo un valori di $T_{RC} = 30$ anni.

Vulnerabilità Sismica										
					T_{RC}			TR=cost		
	T_{RC}	T_{RD}	α_{TR}	PGA_D [m/s ²]	$PGA_C(T_{RC})$ [m/s ²]	$F_0(T_{RC})$	$T_C^*(T_{RC})$	$\alpha_{PGA}(T_{RC})$	PGA_C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	261	949	0,275	1,89	1,07	2,50	0,30	0,567	1,11	0,585
SLD	< 30	101	< 0,297	0,65	0,00	0,00	0,00	0,000	0,14	0,217
SLO	< 30	60	< 0,500	0,48	0,00	0,00	0,00	0,000	0,05	0,096

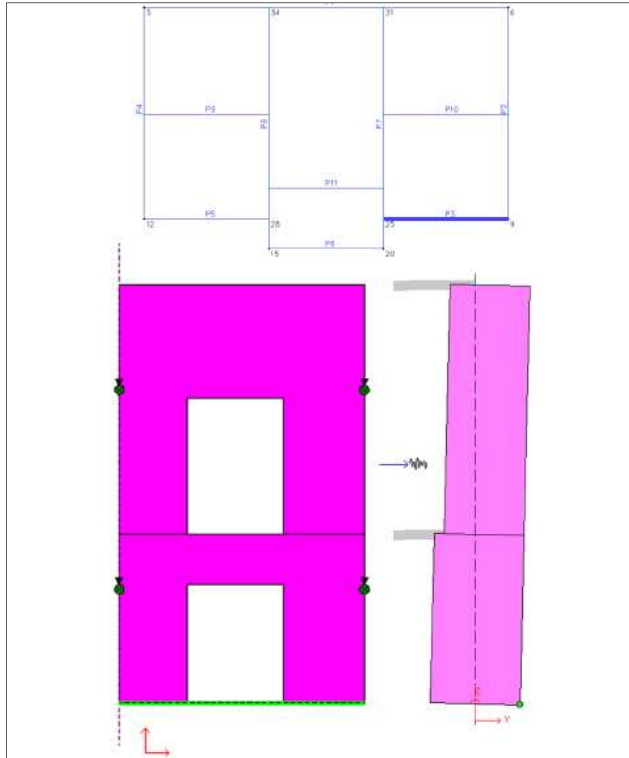
Parametri Spettro	
A_g [ms ⁻²]	0,05
A_g [g]	0,005
F_0	2,45
T_r [anni]	30
S_s	1,2
Pga [g] di capacità	0,006

Di seguito sono riepilogati i valori di capacità del modello A in termini di a_g , PGA e di T_{RC} :

	SLV	SLD	SLO
A_g [g]	0,109	0,014	0,005
PGA_c [g]	0,131	0,017	0,006
T_{RC} [anni]	261	30	30

Per quanto riguarda i **cinematismi**, analizzando i meccanismi calcolati per le pareti P02, P03 e P06, appartenenti al modello A, essendo il valore più basso del coefficiente di sicurezza α_u quello relativo alla parete P03 e il meccanismo che si attiva per primo quello per ribaltamento semplice, proponiamo di seguito le sole analisi relative alla parete 03 per ribaltamento semplice prima con vincolo a terra (M01) e poi con vincolo a primo livello (M02).

M01



Descrizione cinematici

Cinematismo: Ribaltamento semplice P3
 Tipo vincolo: Vincolo a terra

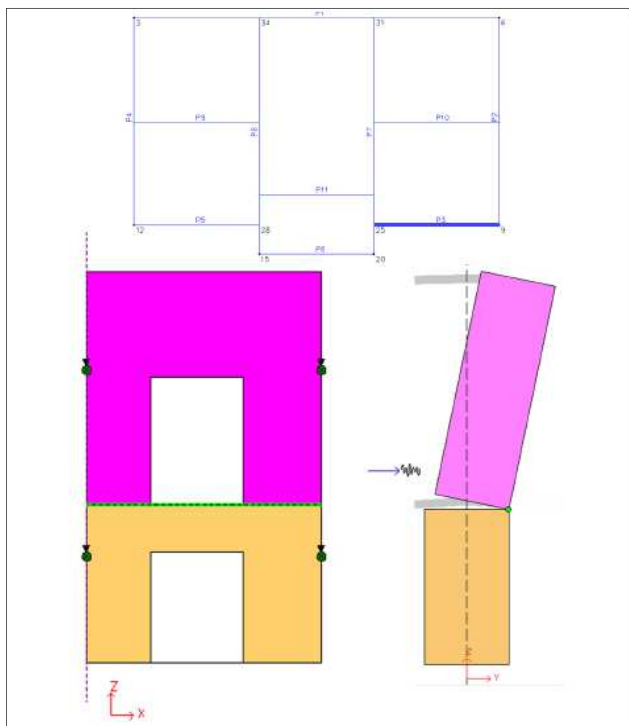
Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
1	260	0	456	-93.961	3

Tipo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	3	0

Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx[daN]
0	0	-82	350	
1	510	-82	350	
2	0	-62	865	
3	510	-62	865	

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,011
a0* [m/s2]	0,10
a0*-min(SLV) [m/s2]	1,13
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,09
Verifica superata	No

M02



Descrizione cinematici

Cinematismo: Ribaltamento semplice P3
 Tipo vincolo: Vincolo Livello 1

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
2	259	0	639	-55.216	3

Tipo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	350	3	0

Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx[daN]
0	0	-82	350	
1	510	-82	350	
2	0	-62	865	
3	510	-62	865	

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,112
a0* [m/s2]	1,05
a0*-min(SLV) [m/s2]	1,13
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,93
Verifica superata	No

Tra M01 e M02 l'accelerazione spettrale di attivazione minima si registra per il primo (vincolo a terra) e vale 0,10.

Riepilogando i valori di calcolo:

Parametro	M01	M02
a_0^* [ms^{-2}]	0,10	1,05
q	2	2
S	1,2	1,2
a_{0-min} [ms^{-2}]	1,13	1,13
\tilde{a}_g^u [g]	0,017	0,178
$\tilde{\alpha}_u$	0,09	0,93

Il valore minimo di accelerazione ultima a_g trovato (secondo C8A.4.9 a spettro costante ai parametri corrispondenti a SLV) è 0,017 g, molto minore della massima a_g di capacità (ottenuta dall'analisi statica non lineare e corrispondente a un periodo di ritorno di 261 anni) pari a 0,131 g. Quindi, l' accelerazione a_g del cinematiso governerà la scelta del valore di capacità. Il valore di PGA_{CLV} per verifiche fuori dal piano sarà: 0,017 g. Risultando lo stesso esterno al minimo di tabella, pari a $0,324ms^{-2}$, per T_R di 30anni. Quindi il periodo di ritorno sarà 30 anni.

A questo punto è possibile calcolare gli indici di vulnerabilità secondo i due metodi fondamentali, in funzione prima del rapporto tra accelerazioni e poi del rapporto tra periodi.

	SLV	SLD	SLO
$PGAc$ [g]	0,017	0,017	0,006
$PGAd$ [g]	0,231	0,079	0,059
$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_{capacità}}{PGA_{domanda}}$	0,074	0,215	0,102

	SLV	SLD	SLO
T_{Rc} [anni]	30	30	30
T_{Rd} [anni]	949	101	60
$\alpha_{TR} = \left(\frac{T_{Rit\ capacità}}{T_{Rit\ domanda}} \right)$	0,03	0,28	0,5
$\alpha_{(TR)\alpha} = \left(\frac{T_{Rit\ capacità}}{T_{Rit\ domanda}} \right)^\alpha$	0,24	0,59	0,75

Calcolo Indici di Vulnerabilità sismica Modello B:

Essendo l'iter procedurale per il calcolo degli indici di vulnerabilità sismica ai differenti stati limite del Modello B il medesimo del Modello A, precedentemente discusso, si riportano di seguito le sole tabelle riepilogative degli indici calcolati secondo i due metodi fondamentali, in funzione prima del rapporto tra accelerazioni e poi del rapporto tra periodi.

	SLV	SLD	SLO
PGAc [g]	0,066	0,076	0,070
PGAd [g]	0,231	0,079	0,059
$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_{capacità}}{PGA_{domanda}}$	0,29	0,96	1,19

	SLV	SLD	SLO
T_{Rc} [anni]	30	93	81
T_{Rd} [anni]	949	101	60
$\alpha_{T^R} = \left(\frac{T_{capacità}^{Rit}}{T_{domanda}^{Rit}} \right)$	0,03	0,92	1,35
$\alpha_{(T^R)^\alpha} = \left(\frac{T_{capacità}^{Rit}}{T_{domanda}^{Rit}} \right)^\alpha$	0,24	0,97	1,13

L'ALLEGATO 2 in appendice contiene le schede di II° livello opportunamente compilate per i Modelli A e B, oggetto di studio.

6.11 - IL CONSOLIDAMENTO E MIGLIORAMENTO SISMICO DEL MUNICIPIO DI PALAGIANO

L'individuazione delle strategie di intervento sulle strutture murarie, volte a ridurre la vulnerabilità sismica, deve essere sviluppata considerando il quadro generale della conservazione della costruzione. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della fase di valutazione [Direttiva 9/02/2011 § 6.1]. L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene.

La NTC 2008 al § 8.4 individua le seguenti categorie di intervento:

- Interventi di Adeguamento, atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme;
- Interventi di Miglioramento, atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme;
- Riparazioni o interventi locali, che interessino elementi isolati, migliorando comunque le condizioni di sicurezza preesistenti.

Il presente caso di studio riguarda gli interventi di *Miglioramento*, in quanto rientrano in questi ultimi gli interventi finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti nei confronti delle azioni sismiche considerate. È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo § 8.4.1. delle NTC 2008. Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme, vedi capitolo 5.

La strategia e i corrispettivi interventi atti a conseguire un miglioramento possono appartenere ad una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse (ALLEGATO 3B del D.G.R. Molise n. 10 del 25/01/2006). Nella tabella seguente verrà assegnato un codice ad ogni strategia (S) e ad ogni intervento (I), per campo di applicazione, indicando le carenze che questi ultimi sono in grado di contrastare.

STRATEGIE E RELATIVI INTERVENTI PROPOSTI	CODICE
Riduzione delle carenze dei collegamenti	S.01
Catene singole o binate, in barre d'acciaio zincato o inossidabile o piatti in acciaio normale con possibilità di riportare in tensione la catena con capichiave tradizionali a vista (bolzone rettilineo o altra forma) o piastre in ghisa o acciaio con nervature; Tiranti nello spessore del muro con barre metalliche o cavi in acciaio con foro iniettato con malte antiritiro.	I.01
Collegamenti con fasciature realizzate con materiali compositi (fibre rinforzate).	I.02
Incatenamenti di archi e volte con barre in acciaio con possibilità di mettere in trazione le catene.	I.03
Cordoli di sommità: con profili in acciaio ancorati con perforazioni armate verticali alla muratura; in cemento armato; in muratura armata con calcestruzzo e acciaio; in mattoni e FRP.	I.04
Perforazioni armate: con barre in acciaio; con barre in vetroresina o fibra di carbonio.	I.05
Riduzione dell'eccessiva deformabilità dei solai	S.02
Piatti in acciaio di collegamento del tavolato ligneo alle murature d'ambito	I.06

Irrigidimento di impalcati con: <i>Soletta collaborante o Bandelle metalliche</i>	I.07
Miglioramento della resistenza meccanica	S.03
Consolidamento o inserimento di architravi in cemento o acciaio	I.08
Intervento di scuci e cucì con mattoni pieni o pietra sbozzata o squadrata con caratteristiche meccaniche simili all'esistente	I.09
Iniezioni di malta con miscele a base di calci idrauliche di origine calcarea o marnosa e pozzolane con l'aggiunta di leganti idonei con l'assenza di quelli a base di cemento	I.10
Intonaco armato con rete elettrosaldata	I.11
Rinforzo con materiali compositi (fibre rinforzate).	I.12
Realizzazione di giunti sismici	S.04
Realizzazione di giunti sismici tra corpi di fabbrica di origine diversa con collegamenti puntuali o in accostamento tra di loro	I.13

Nella risposta sismica di edifici in muratura si distinguono due grandi categorie di possibili meccanismi di danno: di primo e di secondo modo (Giuffrè 1993), già specificati nel capitolo 4. Tale distinzione deriva dall'osservazione del danno e dall'applicazione dei principi della scienza delle costruzioni. Il primo tipo corrisponde al comportamento fuori dal piano di alcuni elementi strutturali, ovvero meccanismi di ribaltamento (rocking) e di tipo flessionale. Questo fenomeno può instaurarsi durante l'azione sismica, a causa di collegamenti non adeguati o tra le pareti ortogonali o tra solaio e parete. Il risultato, in termini strutturali, si manifesta attraverso la risposta indipendente della singola parete, che non collabora con il resto dell'edificio, venendo così a mancare la risposta unitaria della costruzione. I meccanismi di secondo modo riguardano il comportamento dei pannelli nel proprio piano, ovvero danneggiamento per taglio o per flessione. Questo tipo di danno porta a una perdita graduale di resistenza fino al raggiungimento del collasso. Per avere quindi un buon comportamento meccanico della struttura è necessario favorire il cosiddetto comportamento scatolare, in modo da scongiurare i meccanismi di primo modo. Al fine di evitare il verificarsi di meccanismi fuori dal piano, durante un'azione sismica, è opportuno disporre di metodi di calcolo adeguati, atti a valutare l'insorgenza di questi meccanismi che riguardano principalmente alcune parti strutturali. Attraverso *l'analisi cinematica lineare* è possibile studiare l'insorgere di tali comportamenti e, quindi, pensare a interventi strutturali atti ad evitarli. L'idea di applicare tale analisi, risale al XVIII sec., infatti fu applicata allo studio dell'arco (Couplet P. 1729), e poi negli anni '60, grazie all'opera di Heyman, è stata riproposta in chiave moderna. L'analisi limite consente di determinare il valore del moltiplicatore dei carichi attraverso due metodi: statico o cinematico. L'approccio statico,

determina il moltiplicatore di collasso nell'insieme dei moltiplicatori staticamente ammissibili (ovvero tutti i moltiplicatori per i quali è possibile trovare una soluzione equilibrata anche se non necessariamente congruente). L'approccio cinematico, invece, valuta il moltiplicatore nell'insieme dei moltiplicatori cinematicamente ammissibili individuando, nel sistema, un numero di cerniere plastiche sufficienti a rendere la struttura labile. Il problema viene analizzato e risolto per mezzo del teorema dei lavori virtuali. Entrambi gli approcci, statico e cinematico, portano ad individuare lo stesso valore del moltiplicatore dei carichi (α) che coincide sia con il massimo moltiplicatore statico possibile, sia con il minimo moltiplicatore cinematico trovato. L'approccio cinematico, risulta più speditivo e meno laborioso, questo procedimento verrà applicato a tutti i cinematismi possibili. A ciascuno di essi corrisponderà un moltiplicatore, quello più punitivo corrisponderà al valore minimo, che, secondo quanto enunciato dal teorema cinematico, ne è la migliore approssimazione. È quindi possibile attraverso un'analisi attenta, individuare quelle che sono le carenze strutturali e quindi riconoscere le parti dell'edificio che possono essere potenzialmente oggetto dei meccanismi di primo modo.

Una volta scongiurati i comportamenti fuori dal piano, occorre indagare i meccanismi di secondo modo, ovvero la risposta nel piano delle pareti murarie. Come visto nel capitolo 4, è possibile assimilare una parete in muratura ad una composizione di pannelli. In particolare, questa semplificazione deriva dall'osservazione dei danni indotti dai terremoti pregressi e dall'analisi dei dati di prove sperimentali, dai quali risulta che il danno si concentra in porzioni ben definite della parete. Il risultato è stato: l'introduzione, per gli edifici in muratura, del cosiddetto modello a telaio equivalente, in cui si assume che il danneggiamento sia localizzato unicamente nei maschi murari e nelle fasce di piano. I criteri di rottura riscontrati per i maschi, come descritto al paragrafo 4.5 e successivi, se sottoposti ad un'azione complanare orizzontale sono di tre tipi: pressoflessione; taglio-scorrimento e taglio per fessurazione diagonale. Il comportamento delle fasce viene assimilato a quello di un maschio ruotato di 90° , tenendo presente che l'orientamento dei letti di malta è parallelo all'asse dell'elemento, e la compressione assiale è solitamente molto bassa (in assenza di precompressioni esercitate da catene metalliche). La resistenza di un edificio all'azione sismica dipende in modo significativo dalla sua capacità deformativa, quindi è opportuno esprimere la sua risposta attraverso un progressivo stato di spostamento, in modo da avere ad ogni passo idea dello stato di danno in cui versa la struttura. Ciò è possibile solo mediante

analisi non lineari, capaci cioè di descrivere il comportamento più o meno duttile degli elementi costituenti.

Al fine di individuare i punti di debolezza della struttura in esame, di definire le strategie di intervento ed infine indicare le famiglie di interventi necessari a migliorarne il comportamento sotto azione sismica, si è scomposto il fabbricato in esame in due parti, in relazione alla tecnologia costruttiva e al periodo di realizzazione, rispettivamente: MODELLO A (corpo originario formato da due livelli più torre dell'orologio risalente al 1800) e MODELLO B (ampliamento del precedente formato da due livelli risalente al 1925). Per ciascuno dei due modelli, quindi, sono stati analizzati i risultati sia dell'analisi cinematica lineare, relativa a meccanismi di rottura locali fuori dal piano, che i risultati dell'analisi statica non lineare, relativi alle combinazioni di carico più gravose in direzione X e in direzione Y.

6.11.1 - INQUADRAMENTO DELLE CRITICITÀ E DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Al fine di definire le linee guida per gli interventi di miglioramento sismico sulla struttura in esame, sono state eseguite sia sul MODELLO A che sul MODELLO B due tipologie di analisi, cinematica lineare e statica non lineare, i cui risultati sono di seguito opportunamente elaborati e commentati, individuando le principali criticità e carenze dei modelli esaminati. Al termine dell'elaborazione è stata infine costituita una tabella riepilogativa degli interventi consigliati, la cui esecuzione migliorerebbe la risposta sismica del complesso architettonico.

ANALISI CINEMATICA LINEARE

L'analisi cinematica lineare eseguita sui modelli A e B ha permesso di valutare per le differenti pareti che costituiscono il corpo di fabbrica i principali meccanismi di rottura locale fuori dal piano, consentendo attraverso la valutazione del coefficiente di sicurezza α_u l'individuazione del meccanismo di collasso più atteso per ciascuna parete.

Il coefficiente di sicurezza utilizzato nella verifica è definito come:

$$\alpha_u = \frac{a_0^*}{\frac{a_g^{SLV}(P_{VR}) S}{q}} \geq 1$$

a_0^* = Accelerazione spettrale corrispondente a a_0 Moltiplicatore di attivazione = M_s / M_r ;

a_g^{SLV} = Accelerazione orizzontale su suolo rigido funzione della probabilità di superamento dello stato limite (PVR=63%) e della vita di riferimento;

S = Coeff. funz. della tipologia di sottosuole e delle condizioni topografiche = $S_S + S_T$;

q = Duttilità.

Per ciascuna parete sono stati analizzati i seguenti meccanismi di rottura locale:

- Ribaltamento semplice;
- Ribaltamento per flessione ad arco;
- Ribaltamento composto.

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi sviluppata modello per modello:

- *Analisi cinematica lineare Modello A*

Modello A, analisi parete 02

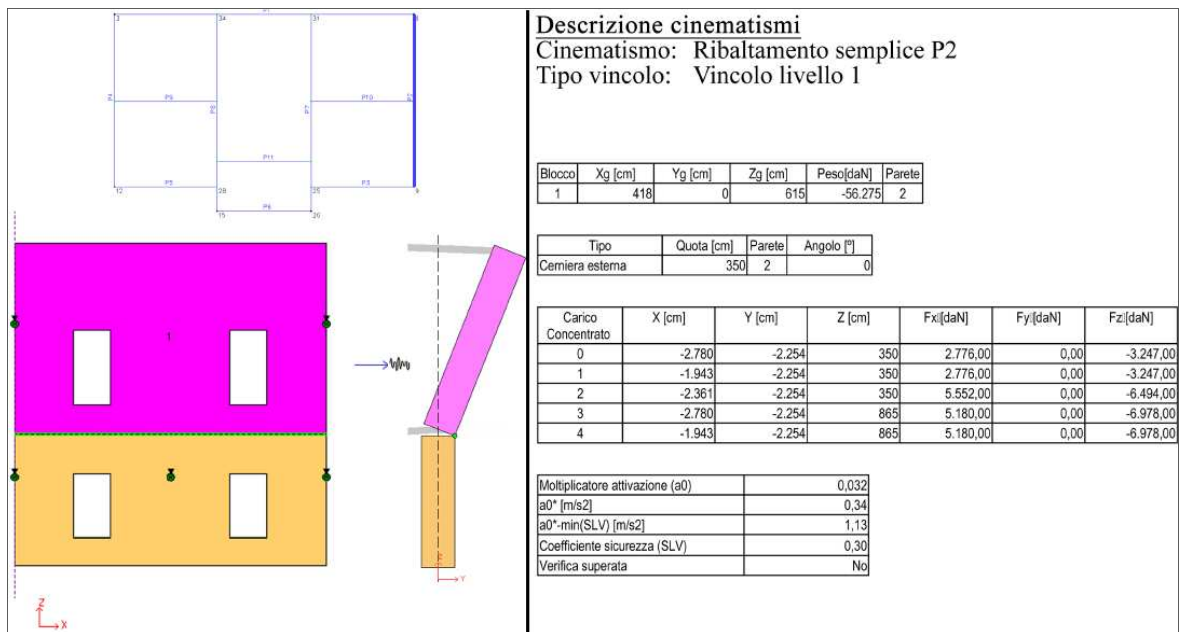


Figura 6.34: Parete 02, ribaltamento semplice con vincolo a livello 2, visualizzazione 2d del collasso

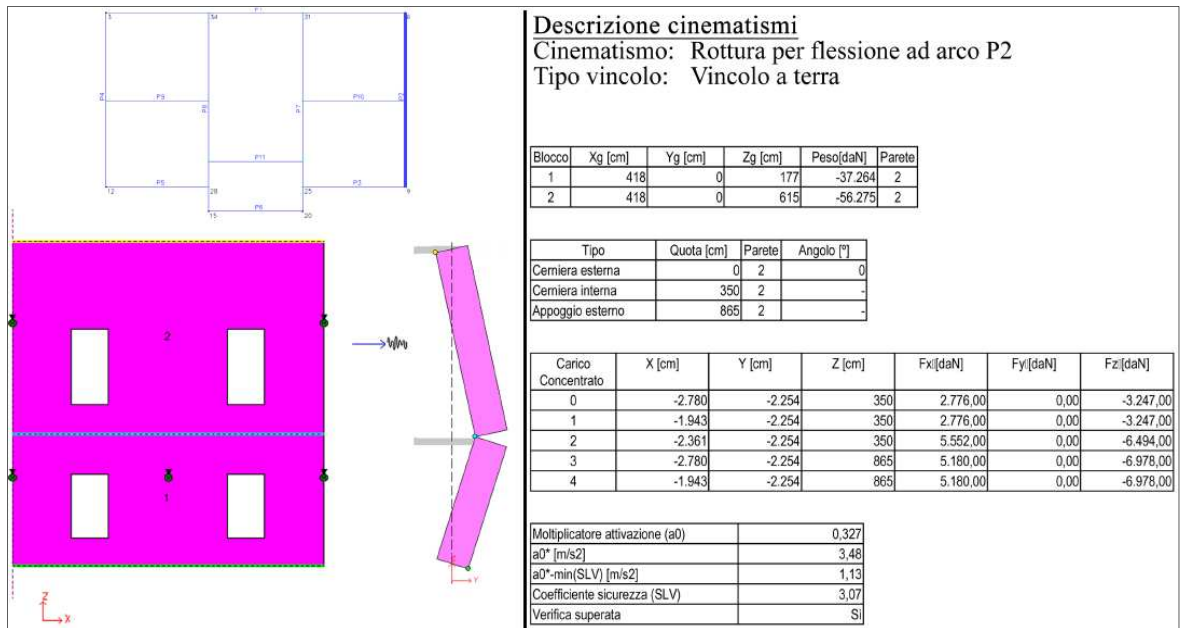


Figura 6.35: Parete 02, ribaltamento per flessione ad arco vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso

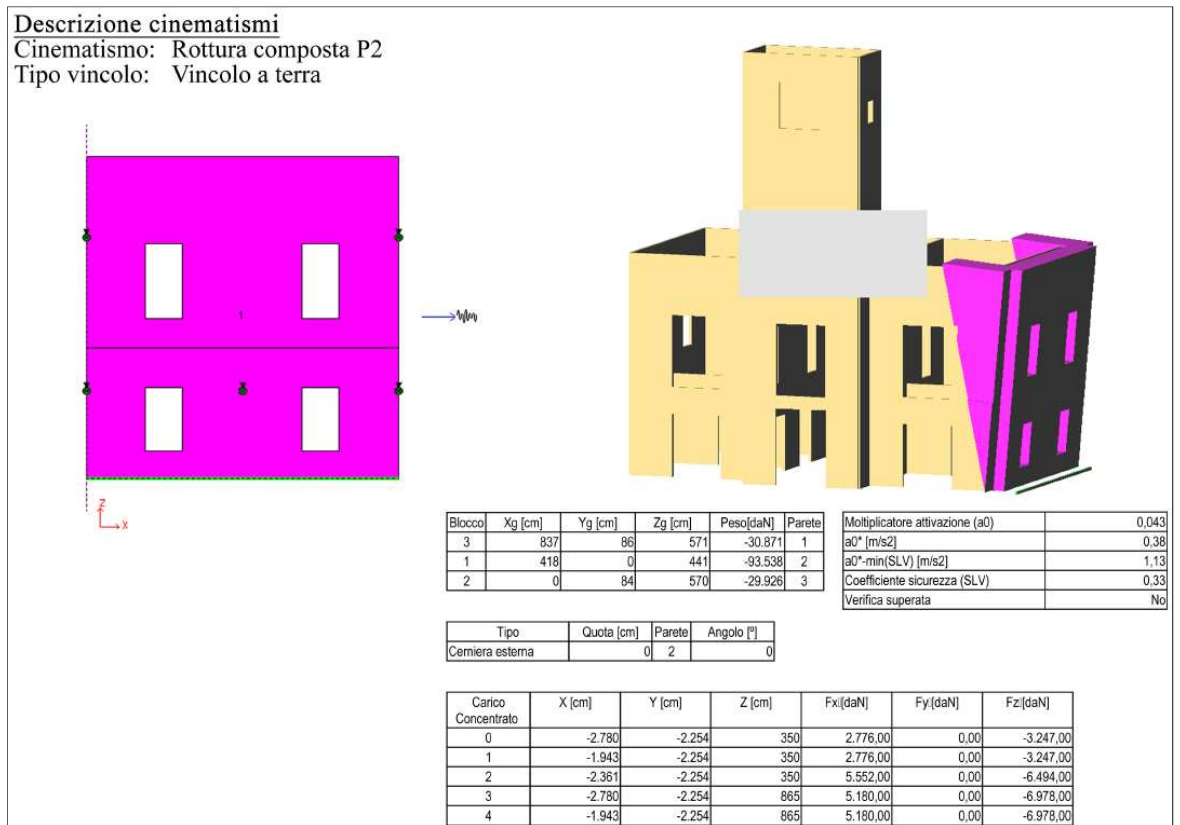


Figura 6.36: Parete 02, ribaltamento composto, visualizzazione 3d del collasso

L'analisi cinematica lineare eseguita sulla parete 02 evidenzia che il meccanismo locale più atteso è quello relativo alla rottura per ribaltamento semplice con vincolo posto a livello 1, alla quale è associato il coefficiente di sicurezza α_u più basso. La linea di intervento

proposta mira a migliorare l’ammorsamento tra pareti ortogonali e tra elementi portanti verticali e orizzontali, favorendo un comportamento monolitico del corpo di fabbrica. Gli interventi più idonei al raggiungimento degli obiettivi succitati sono: inserimento di tiranti, realizzazione di cordolo sommitale, interventi volti a migliorare la connessione tra muratura ed orizzontamenti, interventi volti a migliorare l’ammorsamento tra pareti ortogonali tramite interventi puntuali di cucitura.

MECCANISMO DI ROTTURA	$\alpha_u(SLV)$	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Ribaltamento semplice con vincolo a livello 1	0.30	S.01	I.01 I.04 I.09

Modello A, analisi parete 03

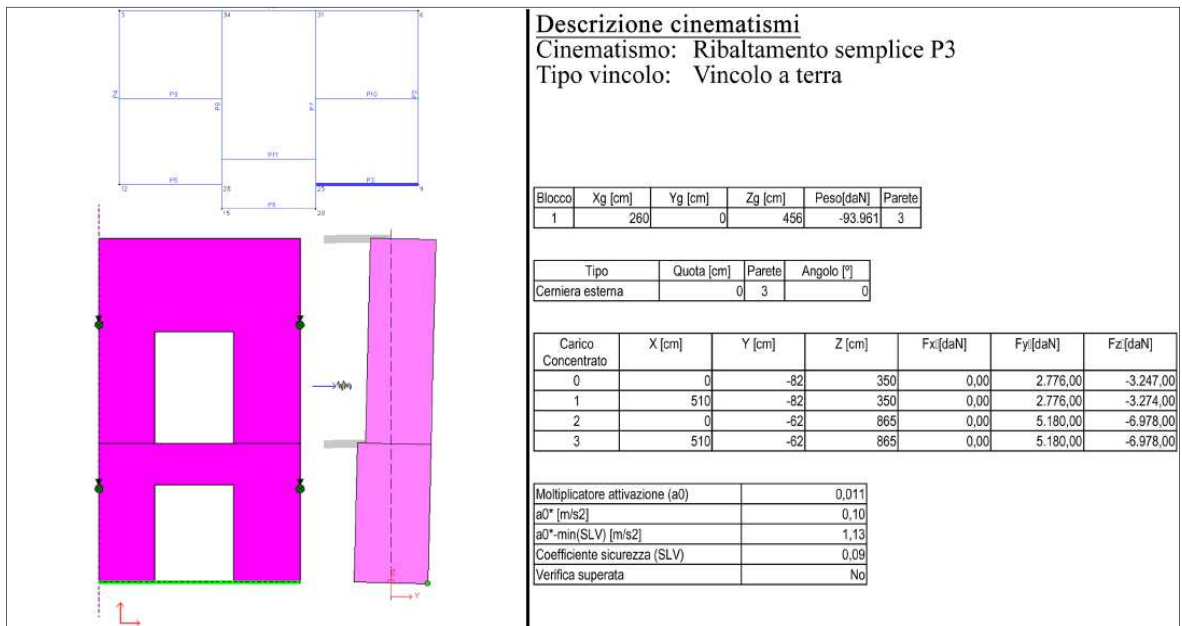


Figura 6.37: Parete 03, Ribaltamento semplice con vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso

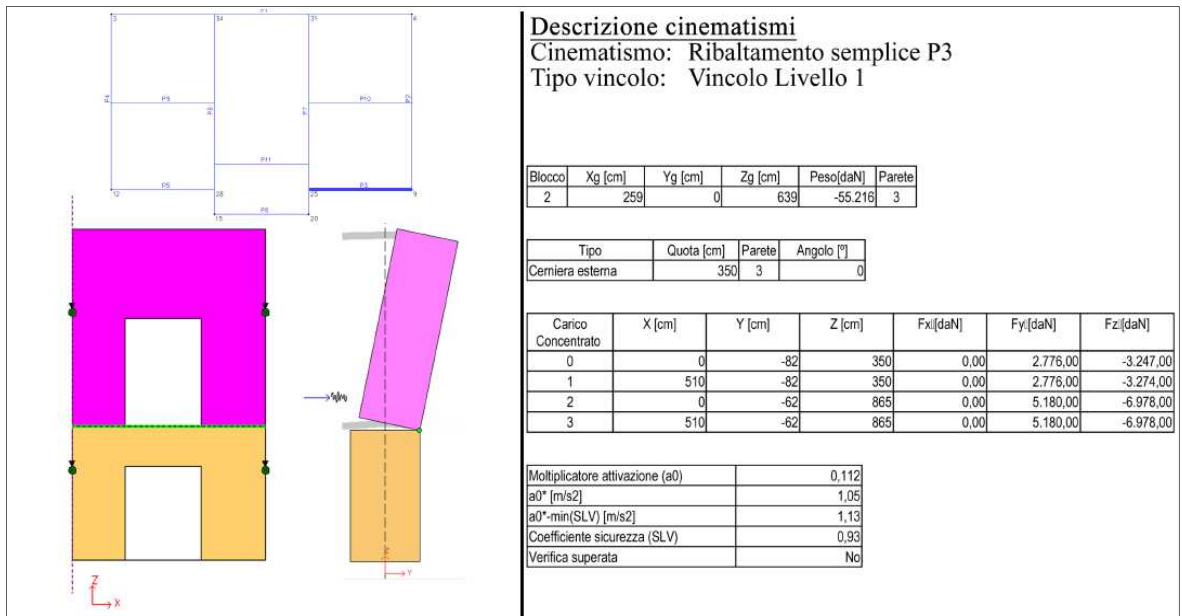


Figura 6.38: Parete 03, Ribaltamento semplice con vincolo a livello 2, visualizzazione 2d del collasso

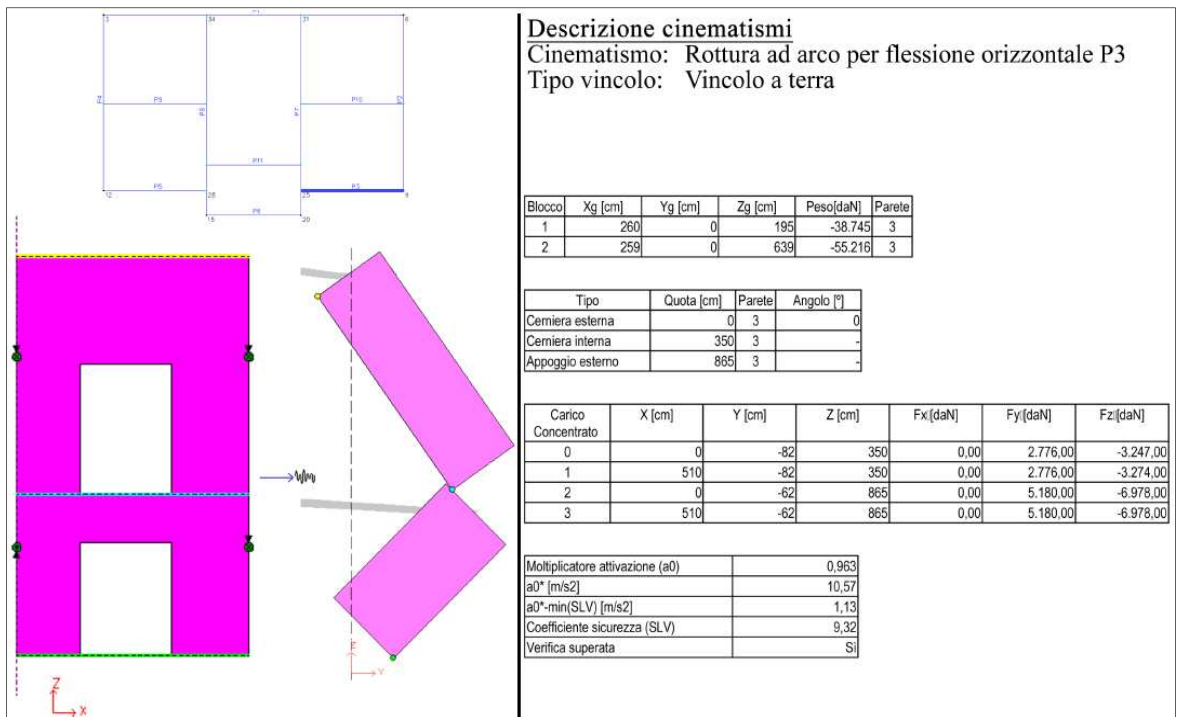


Figura 6.39: Parete 03, Ribaltamento per flessione ad arco vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso



Figura 6.40: Parete 03, Ribaltamento composto con vincolo a terra, visualizzazione 3d del collasso

Anche per la parete 03 il meccanismo locale più atteso è quello relativo alla rottura per ribaltamento semplice con vincolo in questo caso posto a terra. La linea di intervento proposta è la medesima sviluppata per la precedente parete e, quindi, gli interventi più idonei sono: inserimento di tiranti, realizzazione di cordolo sommitale, interventi volti a migliorare la connessione tra muratura ed orizzontamenti, interventi volti a migliorare l'ammorsamento tra pareti ortogonali tramite interventi puntuali di cucitura.

MECCANISMO DI ROTTURA	α_u (SLV)	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Ribaltamento semplice con vincolo a terra	0.09	S.01	I.01 I.04 I.09

Modello A, analisi parete 06

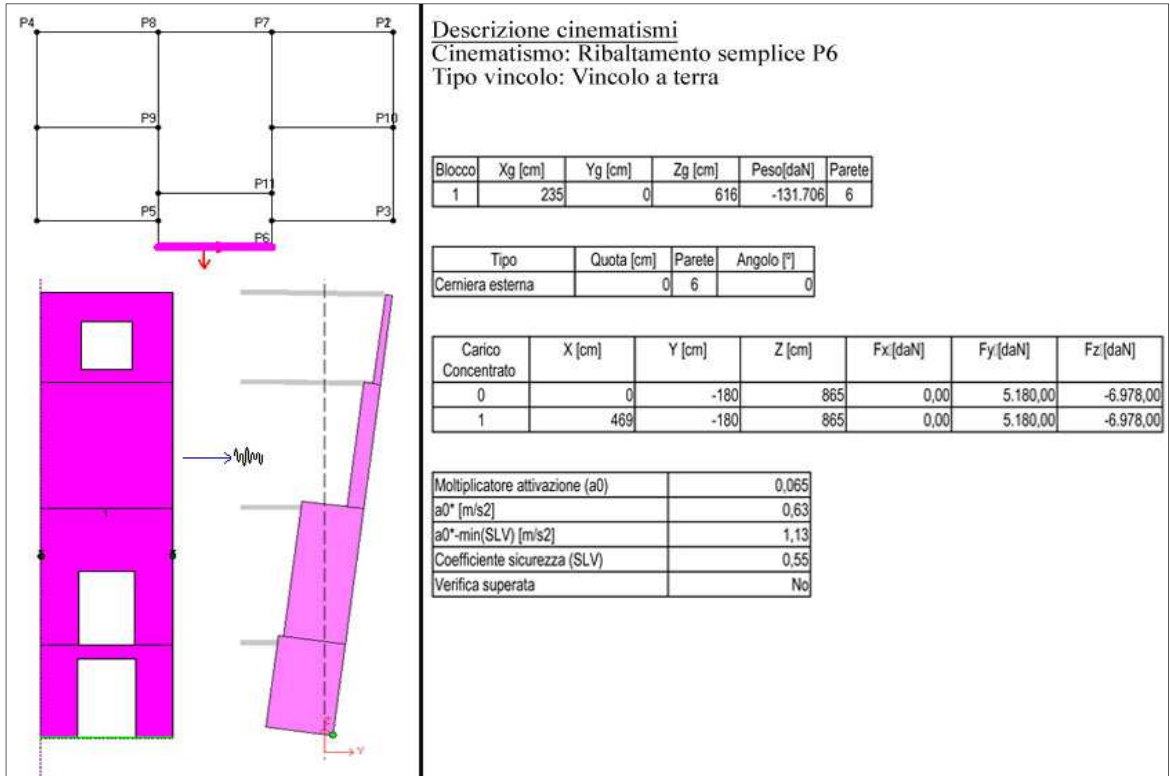


Figura 6.41: Parete 06, Ribaltamento semplice con vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso

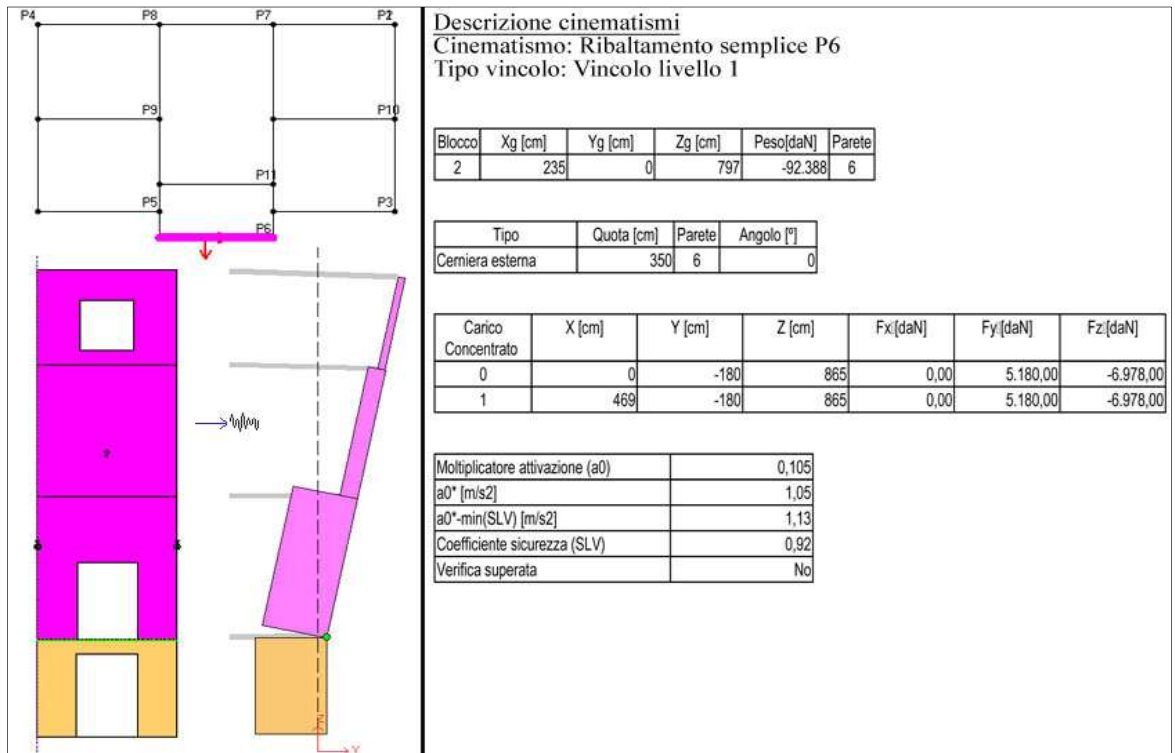


Figura 6.42: Parete 06, Ribaltamento semplice vincolo livello 1, visualizzazione 2d del collasso

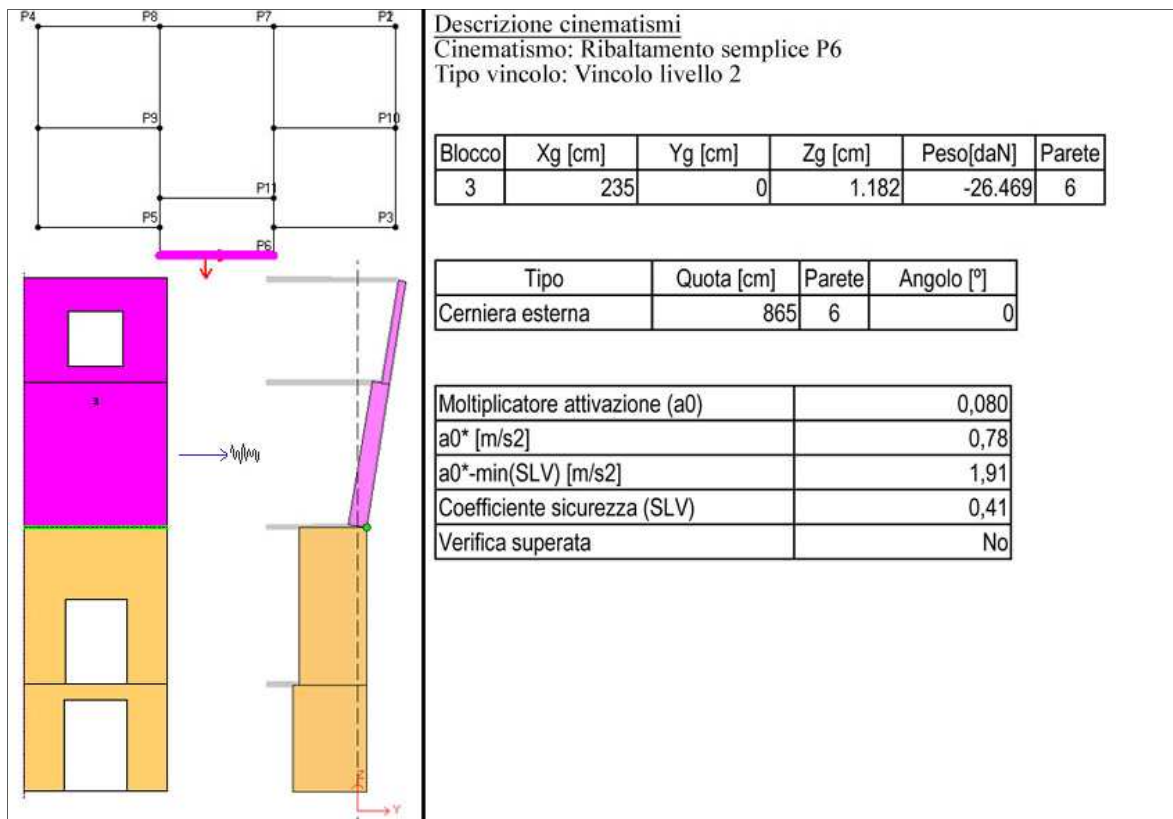


Figura 6.43: Parete 06, Ribaltamento semplice vincolo livello 2, visualizzazione 2d del collasso

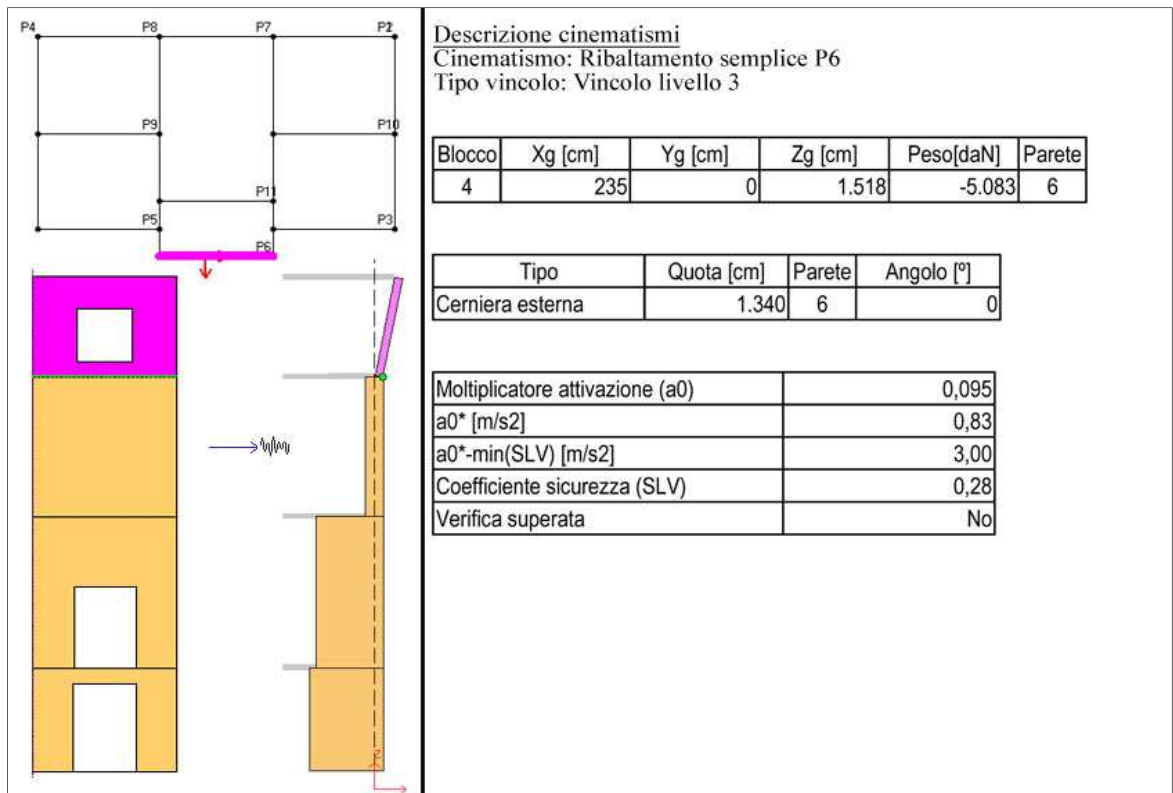


Figura 6.44: Parete 06, Ribaltamento semplice vincolo livello 3, visualizzazione 2d del collasso

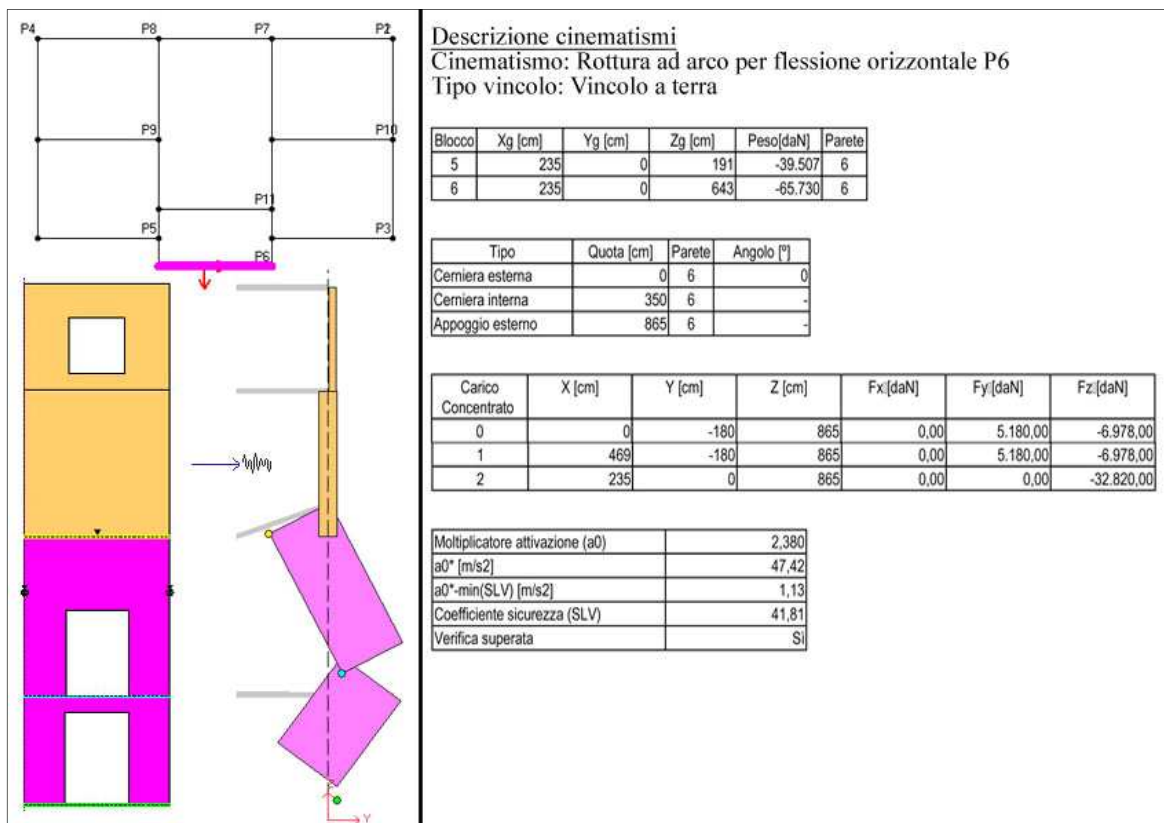


Figura 6.45: Parete 06, Ribaltamento per flessione ad arco vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso

Infine, per la parete 06 il meccanismo locale più atteso è il ribaltamento semplice con vincolo posto al terzo livello. Essendo la modalità di collasso analoga alle due precedenti pareti analizzate per il modello A, gli interventi più idonei proposti per il raggiungimento di un miglioramento significativo sono: inserimento di tiranti, realizzazione di cordolo sommitale, interventi volti a migliorare la connessione tra muratura ed orizzontamenti, interventi volti a migliorare l'ammorsamento tra pareti ortogonali tramite interventi puntuali di cucitura.

MECCANISMO DI ROTTURA	α_u (SLV)	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Ribaltamento semplice con vincolo al livello 3	0.28	S.01	I.01 I.04 I.09

- Analisi cinematica lineare Modello B

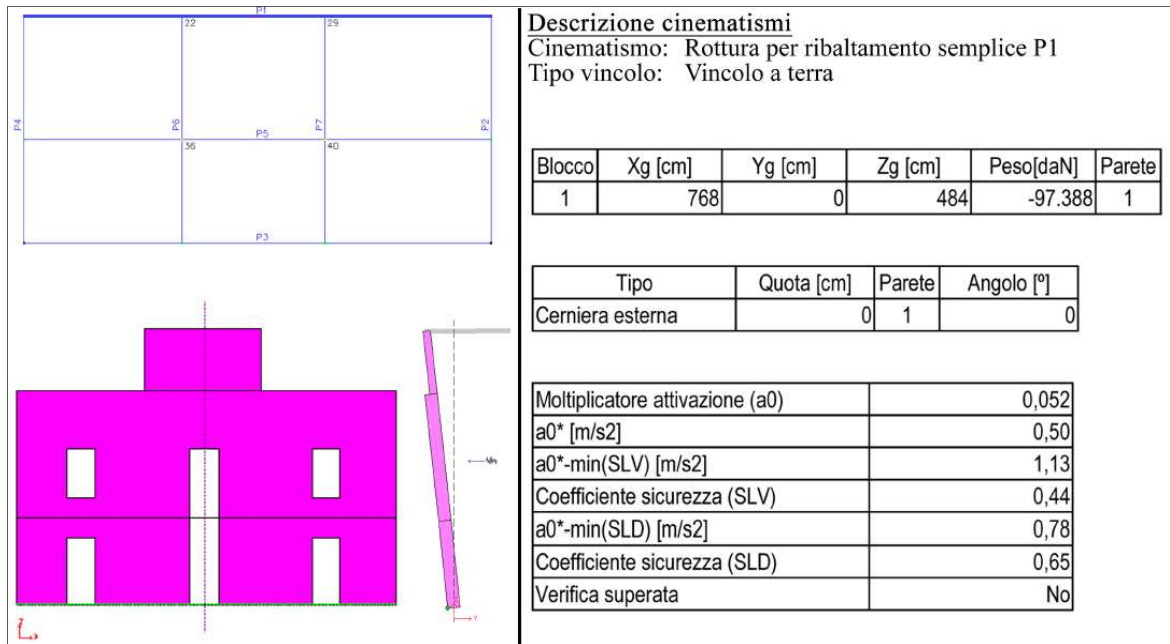


Figura 6.46: Parete 01, Ribaltamento semplice vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso

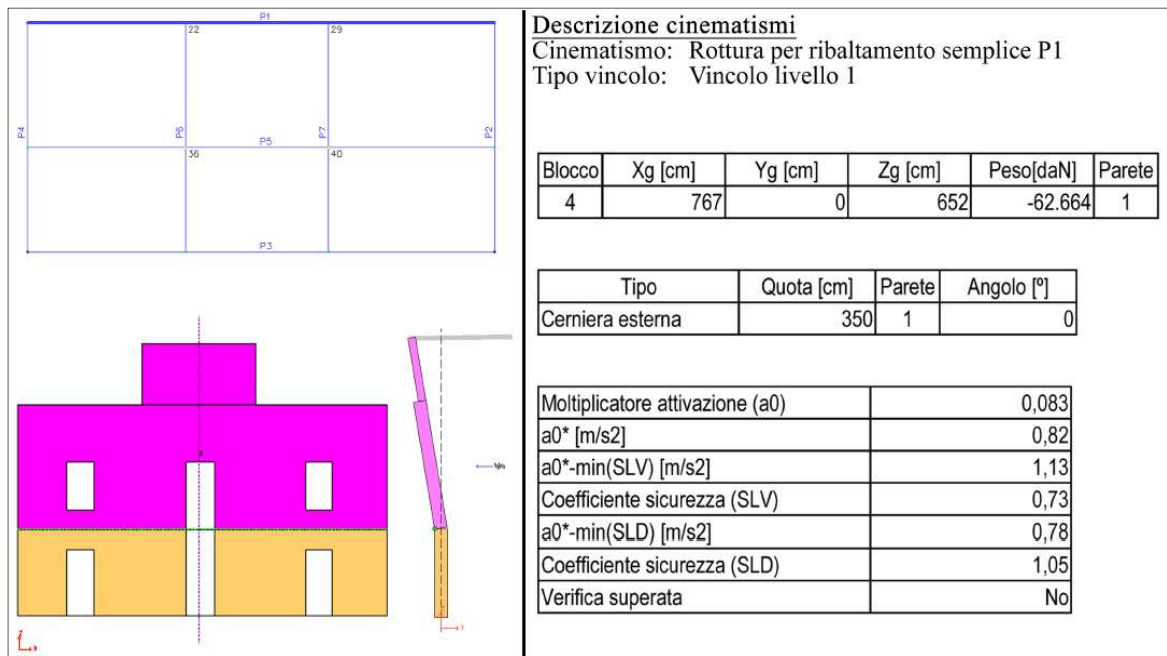


Figura 6.47: Parete 01, Ribaltamento semplice vincolo livello 1, visualizzazione 2d del collasso

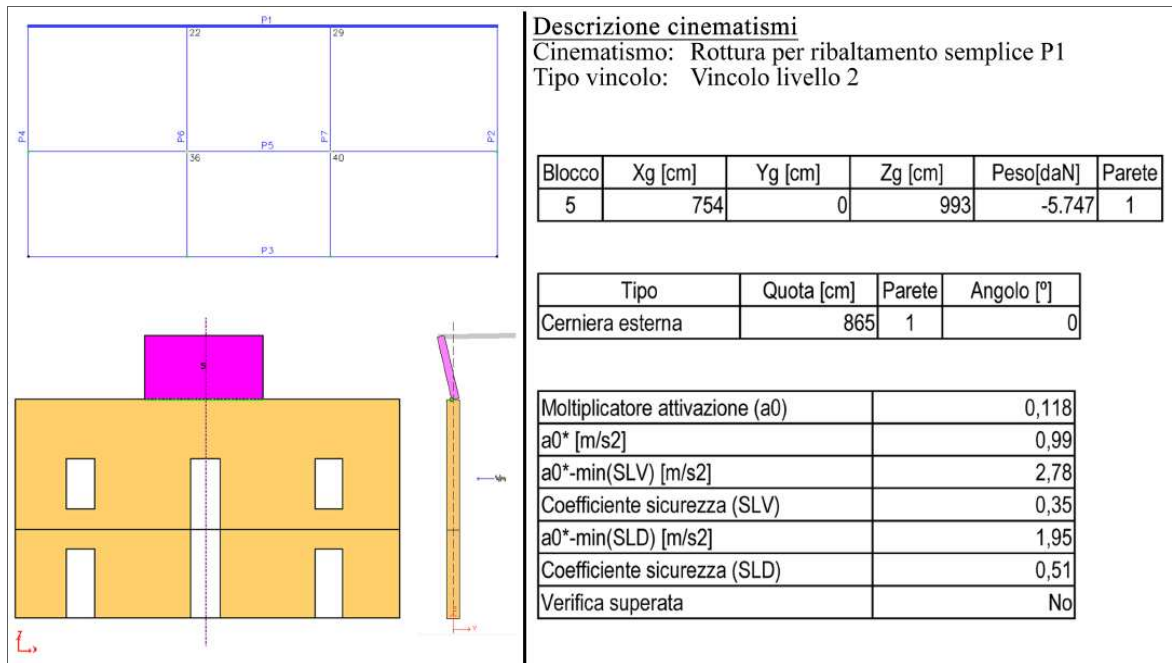


Figura 6.48: Parete 01, Ribaltamento semplice vincolo livello 3, visualizzazione 2d del collasso

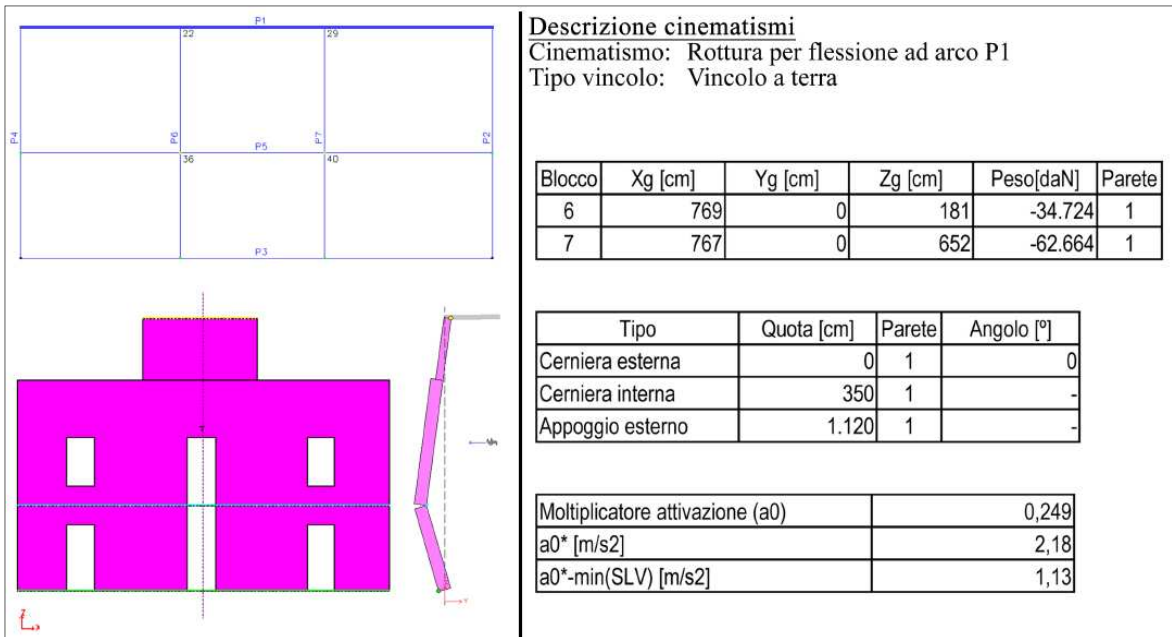


Figura 6.49: Parete 01, Ribaltamento per flessione ad arco vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso

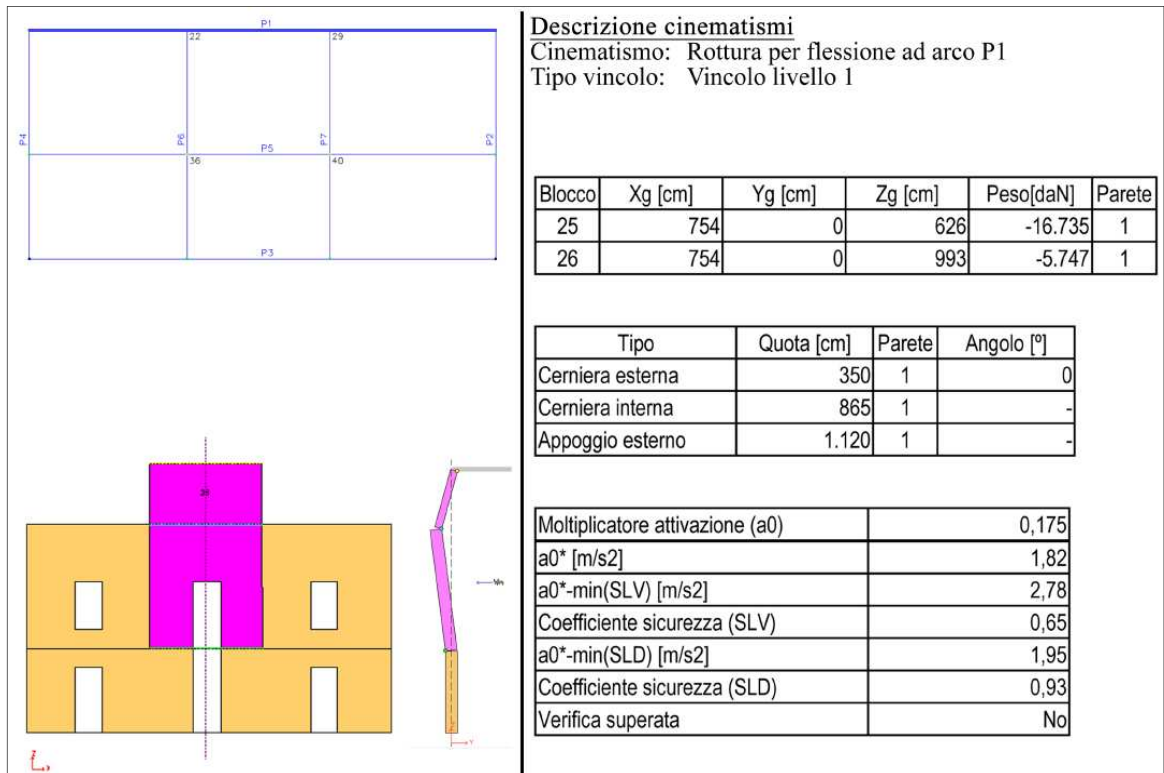


Figura 6.50: Parete 01, Ribaltamento per flessione ad arco vincolo livello1, visualizzazione 2d del collasso

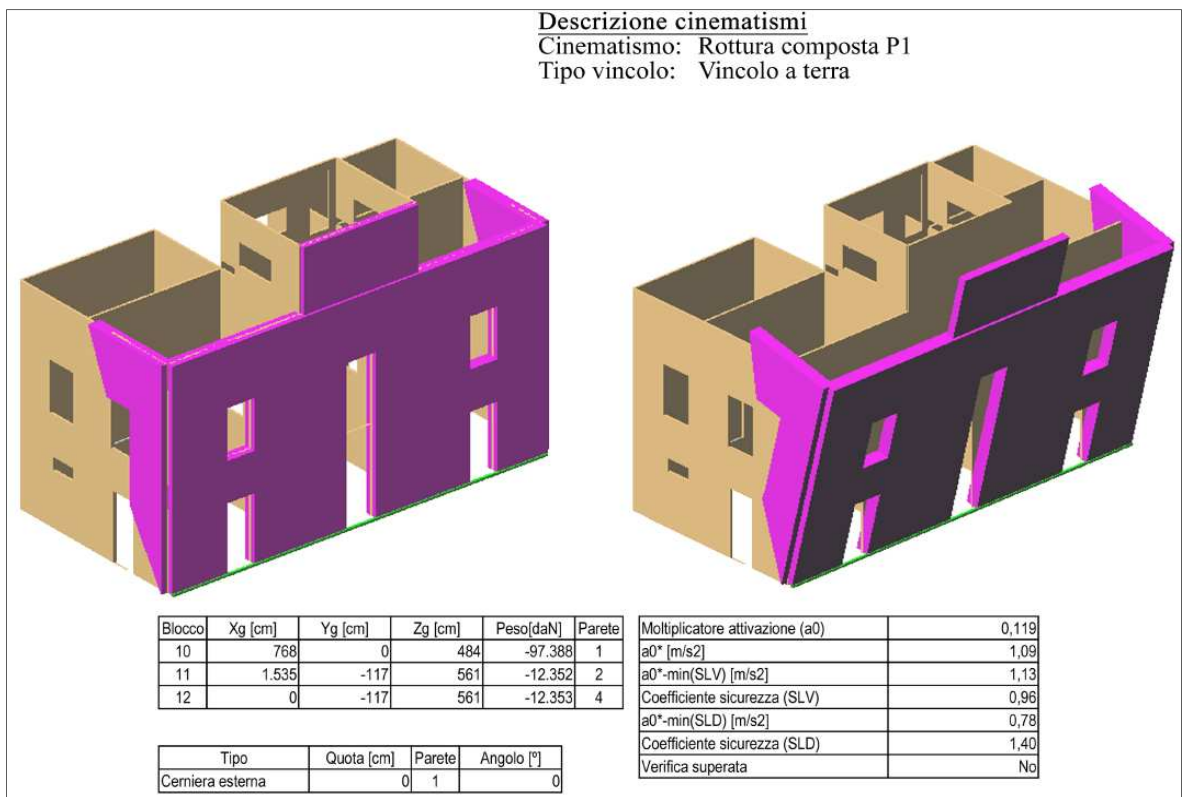


Figura 6.51: Parete 01, Ribaltamento composto con vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso

L'analisi cinematica lineare eseguita sulla parete 01 evidenzia che il meccanismo locale più atteso è quello relativo alla rottura per ribaltamento semplice con vincolo posto a livello 2 alla quale è associato il coefficiente di sicurezza α_u più basso. La linea di intervento proposta mira a migliorare l'ammorsamento tra pareti ortogonali e tra elementi portanti verticali e orizzontali, favorendo un comportamento monolitico del corpo di fabbrica. Gli interventi più idonei al raggiungimento degli obiettivi succitati sono: inserimento di tiranti, realizzazione di cordolo sommitale, interventi volti a migliorare la connessione tra muratura ed orizzontamenti, interventi volti a migliorare l'ammorsamento tra pareti ortogonali tramite interventi puntuali di cucitura.

MECCANISMO DI ROTTURA	α_u (SLV)	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Ribaltamento semplice con vincolo a livello 2	0.35	S-01	I.01 I.04 I.09

Modello B, analisi parete 02

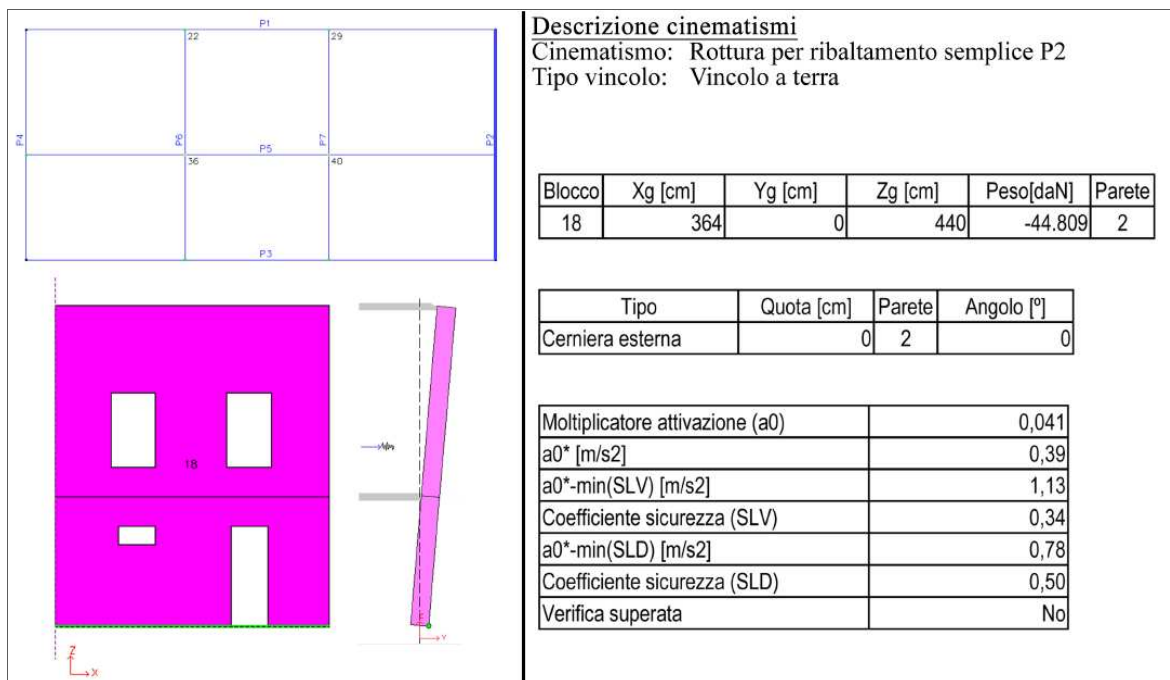


Figura 6.52: Parete 02, Ribaltamento semplice con vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso

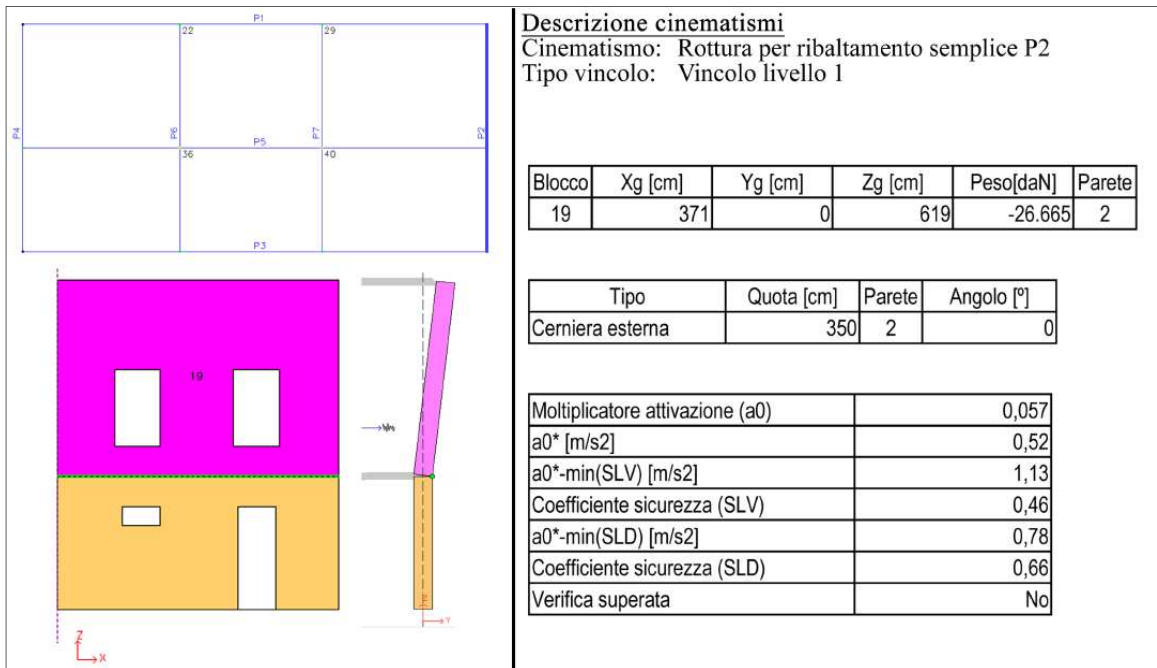


Figura 6.53: Parete 02, Ribaltamento semplice vincolo a livello 1, visualizzazione 2d del collasso

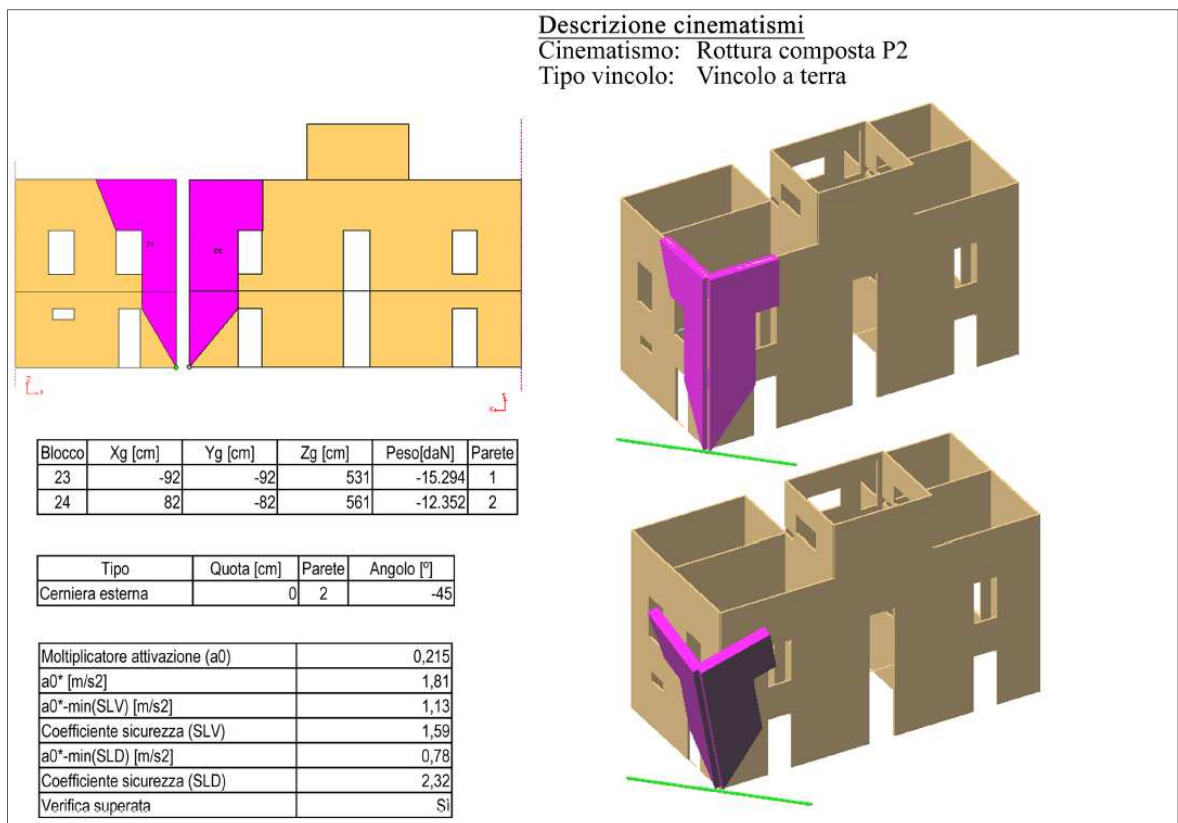


Figura 6.54: Parete 02, Ribaltamento per flessione ad arco vincolo a terra, visualizzazione 2d del collasso

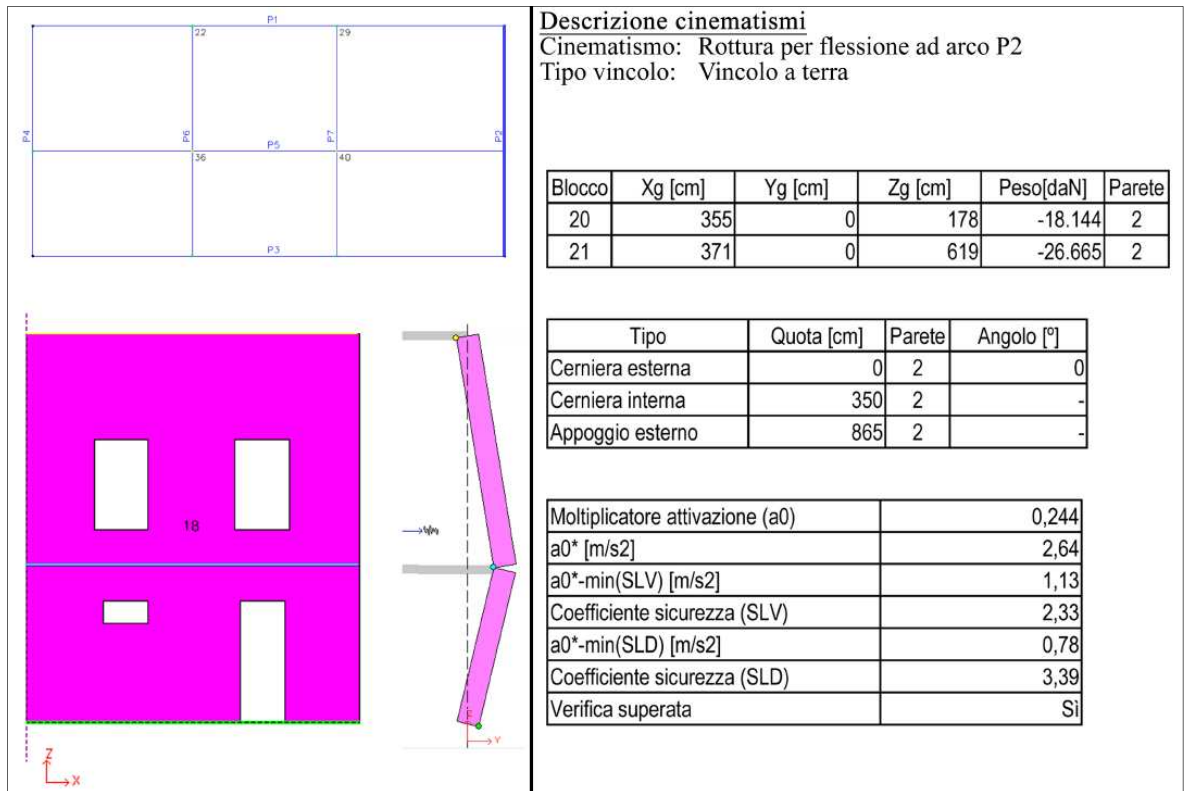


Figura 6.55: Parete 02, Ribaltamento composto con vincolo a terra, visualizzazione 3d del collasso

Analogo comportamento è quello della parete 02, la quale evidenzia una rottura per ribaltamento semplice con vincolo posto a terra. Anche in questo caso gli interventi più idonei per il conseguimento di un miglioramento significativo del comportamento della parete sono: inserimento di tiranti, realizzazione di cordolo sommitale, interventi volti a migliorare la connessione tra muratura ed orizzontamenti, interventi volti a migliorare l'ammorsamento tra pareti ortogonali tramite interventi puntuali di cucitura.

MECCANISMO DI ROTTURA	α_u (SLV)	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Ribaltamento semplice con vincolo a terra	0.34	S-01	I.01 I.04 I.09

ANALISI STATICA NON LINEARE

Di seguito sono elencati i risultati dell'analisi statica non lineare modello per modello:

- Modello A, Analisi in direzione X

In direzione X la combinazione di carichi più gravosa per il modello in esame è quella afferente l'analisi 12 con forze sollecitanti proporzionali al I° modo di vibrare della struttura ed eccentricità lungo y di -47,7 cm.

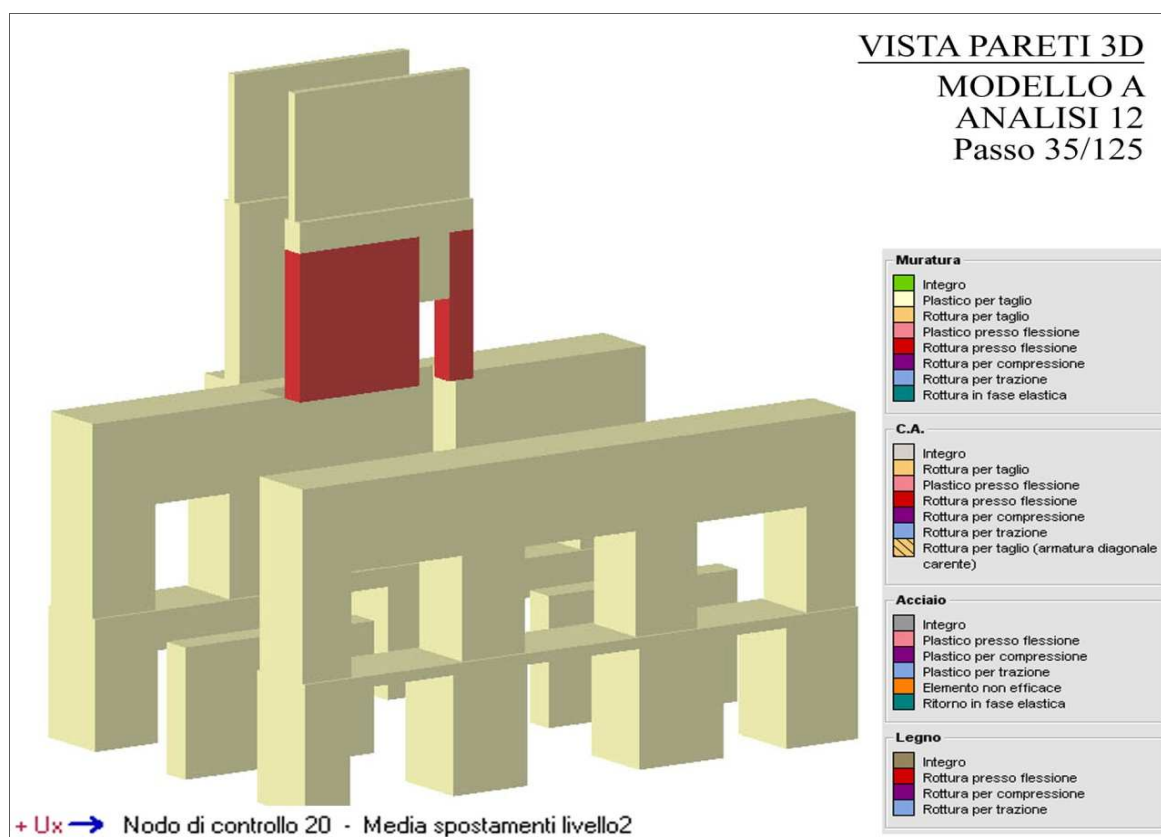


Figura 6.56: analisi 12 passo di carico 35/125 visualizzazione 3D del primo collasso

L'analisi statica non lineare (push - over), svolta sul modello A, evidenzia al passo di carico 35 di 125 un meccanismo di collasso per pressoflessione che riguarda il maschio E96 appartenente alla parete P11, quest'ultimo rappresenta l'elemento più fragile in direzione X. Per individuare i punti di debolezza del corpo di fabbrica sollecitato in direzione X, e definire una linea di intervento per l'adeguamento sismico dell'intera struttura sono state di seguito analizzate le rotture all'ultimo passo di carico delle pareti efficaci P1, P3, P5, P6, P11 con asse parallelo alla direzione di propagazione del sisma.

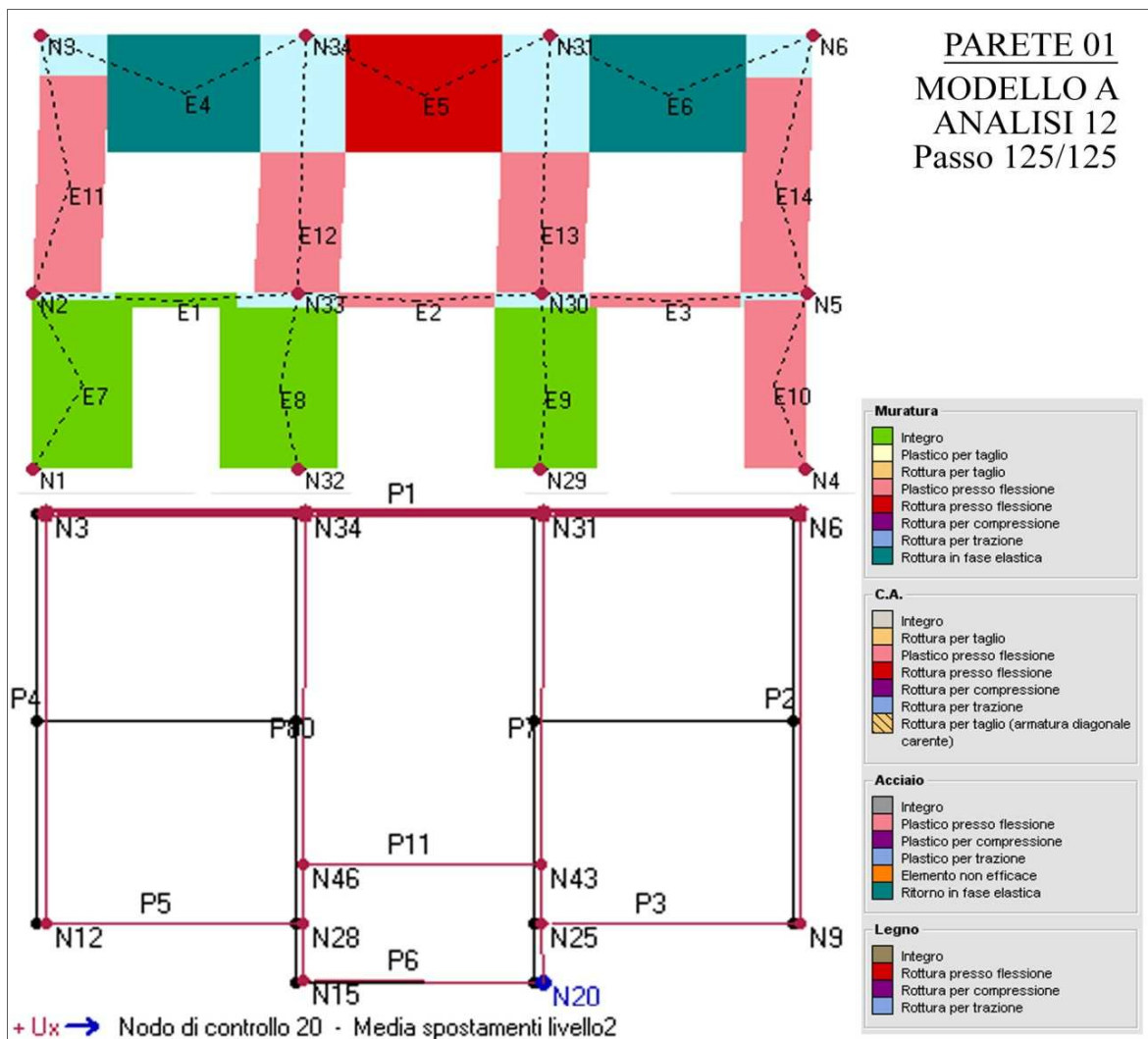


Figura 6.57: Parete 02 analisi 12 passo di carico 125/125 visualizzazione 2D collasso

Come si evince dall'immagine (00) per la parete 01 le rotture si manifestano in corrispondenza delle fasce E4, E6 (in fase elastica) e E5 (plastico per pressoflessione). Quindi i punti di debolezza per questa parete sono localizzati in corrispondenza delle fasce del secondo livello, per le quali bisognerà aumentare la resistenza evitando rotture in campo elastico e migliorare l'accoppiamento tra maschi e fasce per garantire un comportamento d'insieme. I possibili interventi, atti a migliorare il comportamento e la resistenza delle fasce sono: realizzazione di un cordolo sommitale, inserimento di tiranti, inserimento di architravi.

MECCANISMO DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	E5	E4 E6	rottura in fase elastica	S.01 S.03	I.01; I.04; I.08

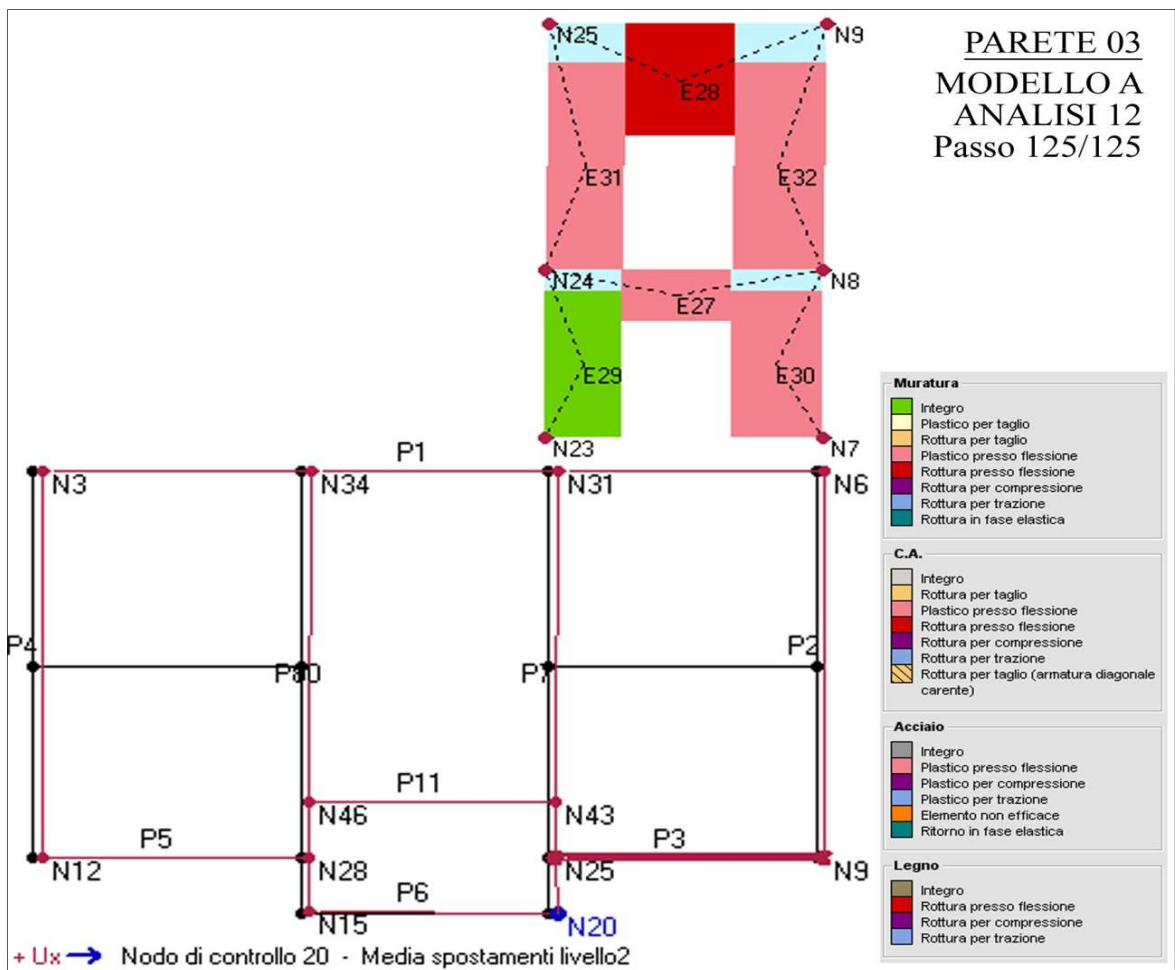


Figura 6.58: Parete 03 analisi 12 passo di carico 125/125 visualizzazione 2D collasso

In questa parete la crisi è localizzata nella fascia E28, dove si manifesta una rottura per pressoflessione in campo plastico. La criticità per questa parete è ancora una scarsa resistenza della fascia nel proprio piano, che assieme allo scarso collegamento con i maschi non consente di sfruttare a pieno la duttilità, e che comporta una sottostima di resistenza della parete. Sarà necessario quindi sia migliorare il collegamento tra maschi e fascia, che aumentare la resistenza di quest'ultima nel proprio piano. I principali interventi proposti sono: realizzazione di un cordolo sommitale, inserimento di tiranti, inserimento di architravi.

MECCANISMO DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	E28		rottura fasce	S.01 S.03	I.01; I.04; I.08

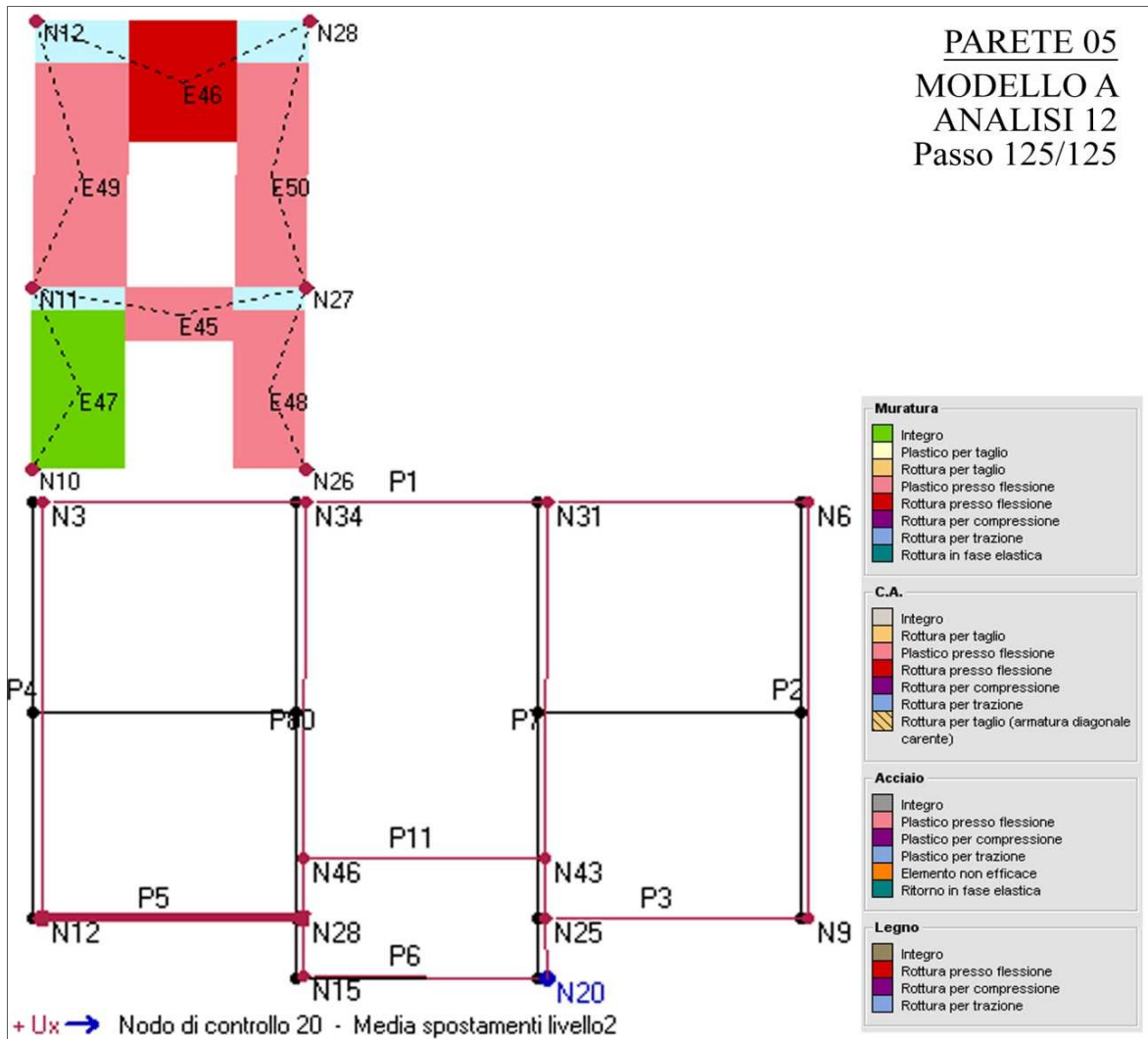


Figura 6.59: Parete 05 analisi 12 passo di carico 125/125 visualizzazione 2D collasso

In questa parete la crisi è localizzata nella fascia E46, dove si manifesta una rottura per pressoflessione in campo plastico. La criticità per questa parete è ancora una scarsa resistenza della fascia nel proprio piano che, assieme allo scarso collegamento con i maschi, non consente di sfruttare a pieno la duttilità e comporta una sottostima di resistenza della parete. Sarà necessario quindi sia migliorare il collegamento tra maschi e fascia, che aumentare la resistenza di quest’ultima nel proprio piano. I principali interventi proposti sono: realizzazione di un cordolo sommitale, inserimento di tiranti, inserimento di architravi.

MECCANISMO DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	E46		rottura fasce	S.01 S.03	I.01; I.04; I.08

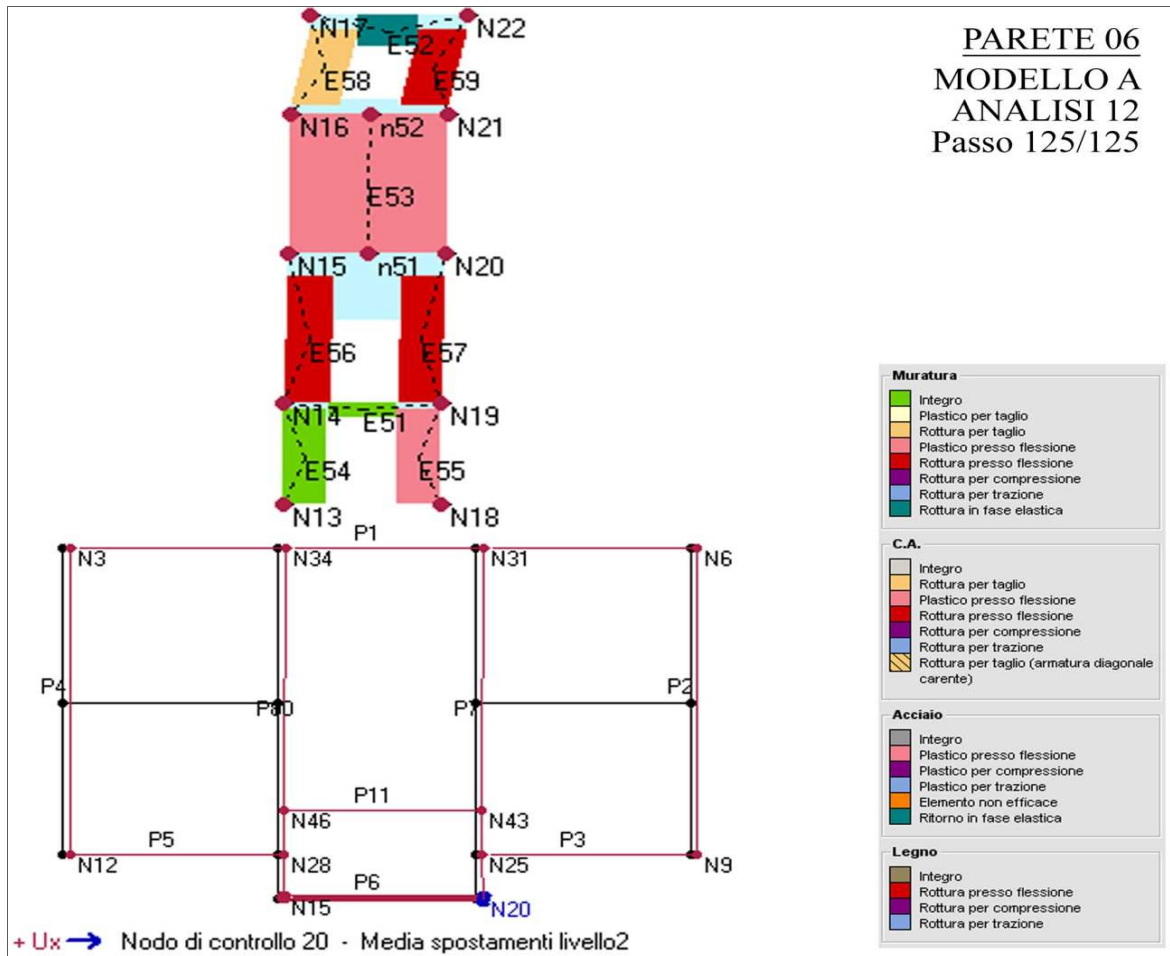


Figura 6.60: Parete 06 analisi 12 passo di carico 125/125 visualizzazione 2D collasso

La parete P6 presenta tre diverse tipologie di rottura: i maschi E56, E57 e E59 presentano una rottura per pressoflessione; il maschio E58 manifesta una rottura per taglio e la fascia E52 presenta una rottura in fase elastica. La rottura della fascia in campo elastico denota una scarsa connessione con i maschi e una scarsa resistenza della stessa, mentre il maschio E58 collassa per taglio. Bisognerà quindi migliorare l'accoppiamento tra maschi e fascia in modo da garantire un comportamento solidale, oltre ad aumentare la resistenza nel piano degli stessi. Gli interventi che garantiscono il soddisfacimento delle linee di intervento sopracitate sono: realizzazione di un cordolo sommitale, inserimento di tiranti, inserimento di architravi.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
M58	M56-M57-M59	E52	rottura fasce e maschi, solaio ligneo	S.01 S.02 S.03	I.01; I.04; I.08 I.10; I.11; I.12 I.07

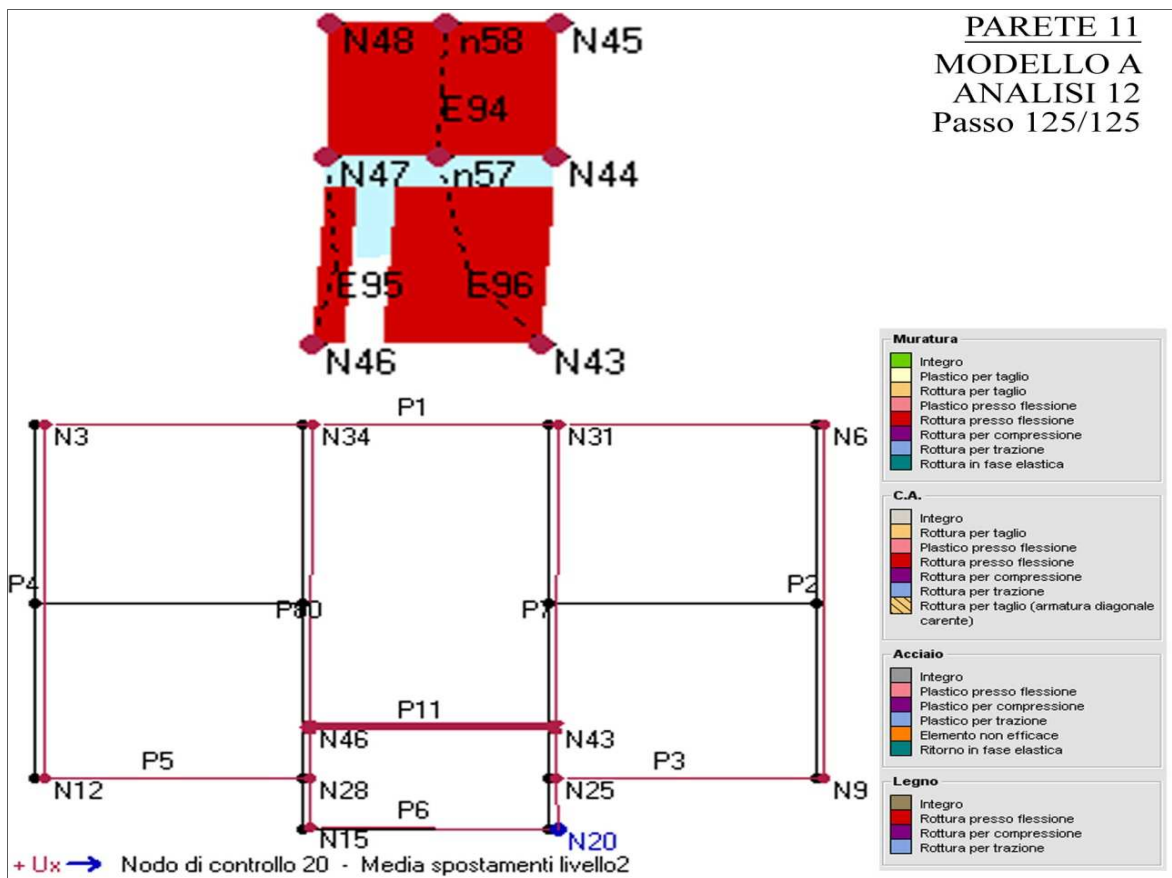


Figura 6.61: Parete 11 analisi 12 passo di carico 125/125 visualizzazione 2D collasso

La parete P11, mostrata in figura (), presenta, all’ultimo passo dell’analisi push - over, la rottura dei maschi E95, E96 e E94 per pressoflessione. Questa parete evidenzia una scarsa resistenza nel piano, in quanto rappresenta anche il primo elemento a rompersi (passo 35), e una insufficiente connessione alla sottostruttura evidenziata dai valori di spostamento. Si segnala, inoltre, la presenza di un solaio ligneo non connesso alle pareti di influenza. Bisognerà quindi migliorare la connessione con la sottostruttura e aumentare la resistenza nel piano della parete. I principali interventi proposti sono: ancoraggio alla struttura sottostante mediante connettori metalli o cordolo di collegamento; aumento della resistenza tramite fibre, iniezioni o reticoli e irrigidimento del solaio ligneo mediante catene o soletta.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	M94-M96		rottura maschi, spostamenti, solaio molto deformabile	S.01 S.02 S.03	I.10; I.11; I.12 I.05 I.07

- **Modello A, Analisi in direzione Y**

In direzione Y la combinazione di carichi più gravosa per il modello in esame è quella afferente l'analisi 19 con forze sollecitanti proporzionali al I° modo di vibrare della struttura ed eccentricità lungo x di 74,5 cm.

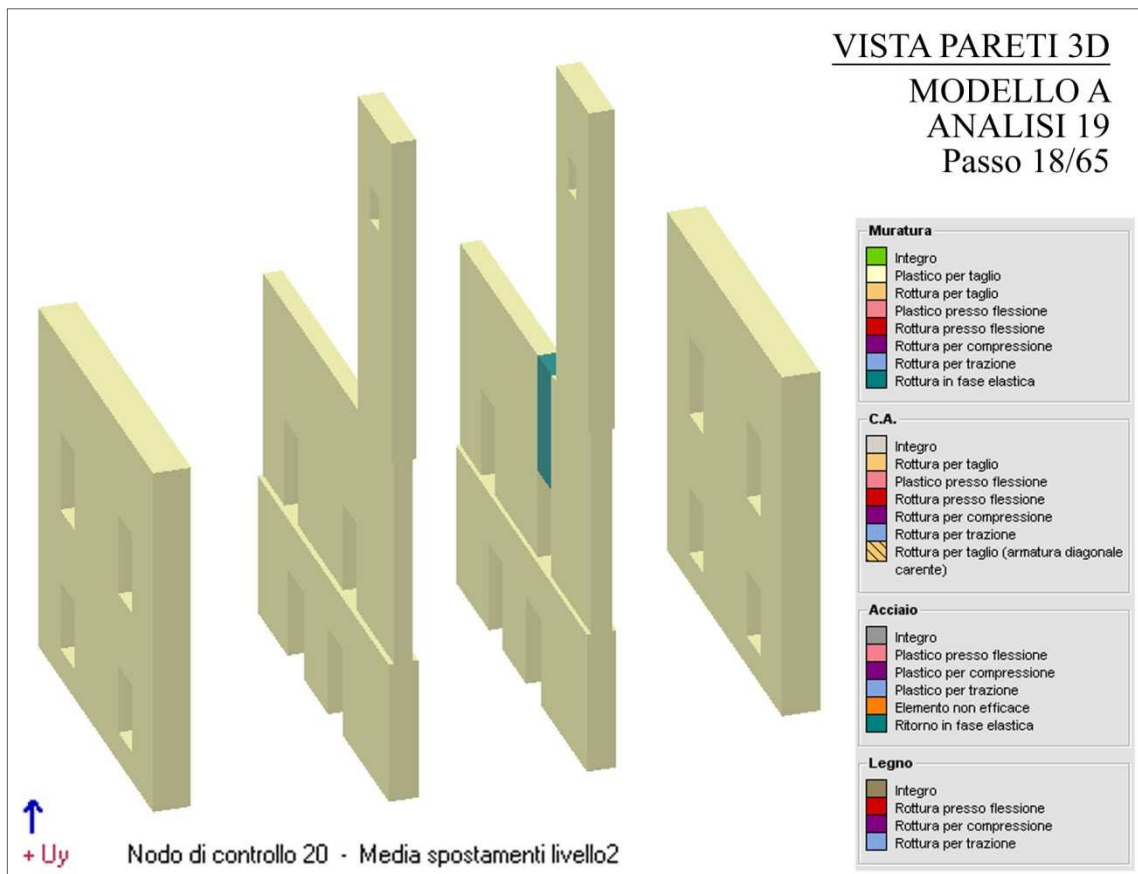


Figura 6.62: analisi 19 passo di carico 18/65 visualizzazione 3D del primo collasso

L'analisi statica non lineare (push - over), svolta sul modello A, evidenzia al passo di carico 18 di 65 un meccanismo di collasso fragile (in fase elastica) che riguarda la fascia E62 appartenente alla parete P7, quest'ultima rappresenta l'elemento più fragile in direzione Y. Per individuare i punti di debolezza del corpo di fabbrica sollecitato in direzione Y e definire una linea di intervento per l'adeguamento sismico dell'intera struttura sono state di seguito analizzate le rotture all'ultimo passo di carico delle pareti efficaci P2, P4, P7, P8 con asse parallelo alla direzione di propagazione del sisma.

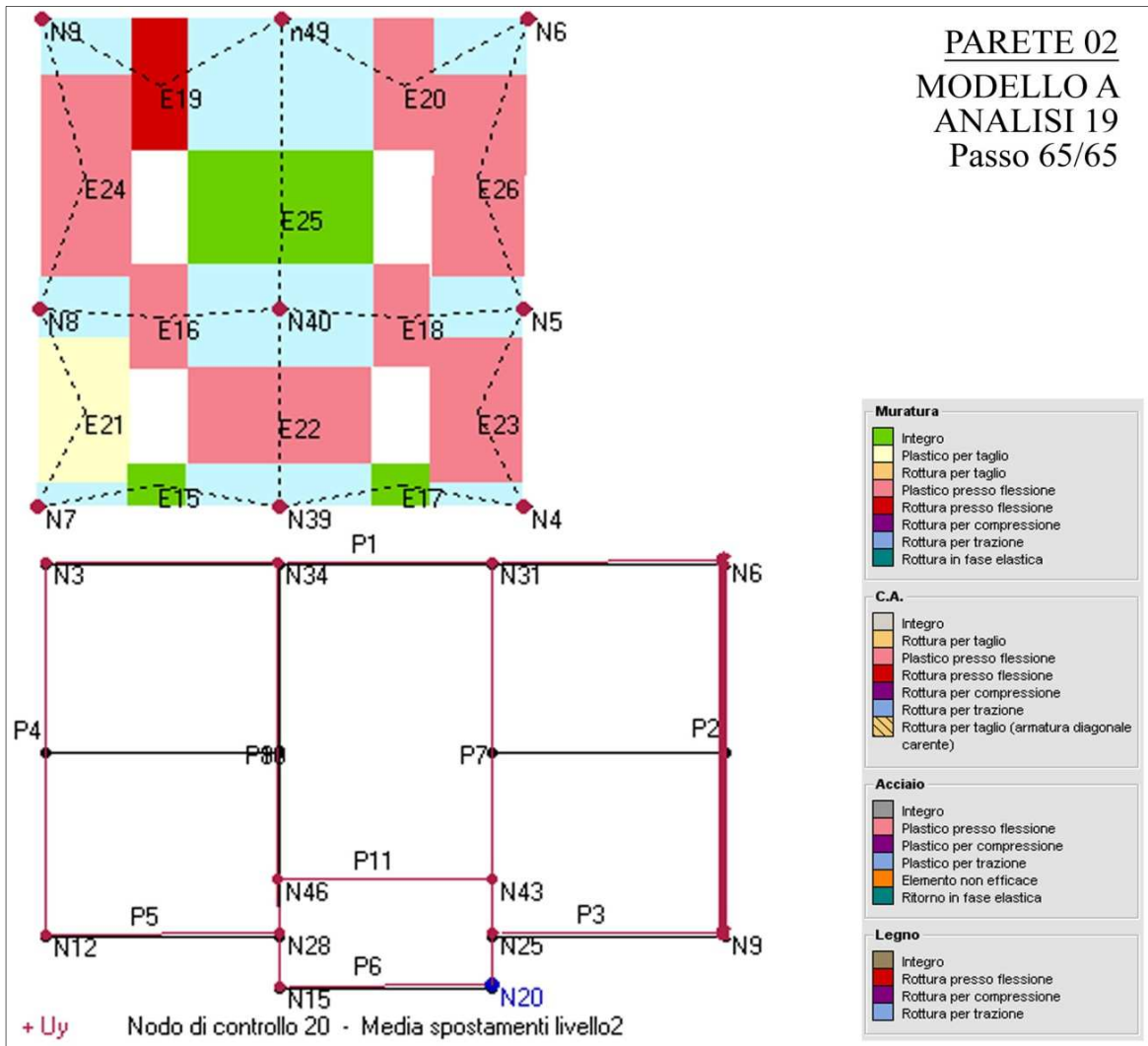


Figura 6.63: Parete 02 analisi 19 passo di carico 65/65 visualizzazione 2D collasso

In questa parete la crisi è localizzata nella fascia E19, dove si manifesta una rottura per pressoflessione in campo plastico. La criticità per questa parete è rappresentata da una scarsa resistenza della fascia nel proprio piano che, assieme allo scarso collegamento con i maschi, non consente di sfruttare a pieno la duttilità, e comporta una sottostima di resistenza della parete. Sarà necessario quindi sia migliorare il collegamento tra maschi e fascia, che aumentare la resistenza di quest'ultima nel proprio piano. I principali interventi proposti sono: realizzazione di un cordolo sommitale, inserimento di tiranti, inserimento di architravi.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	E19		rottura fascia	S.01 S.03	I.01; I.04; I.08

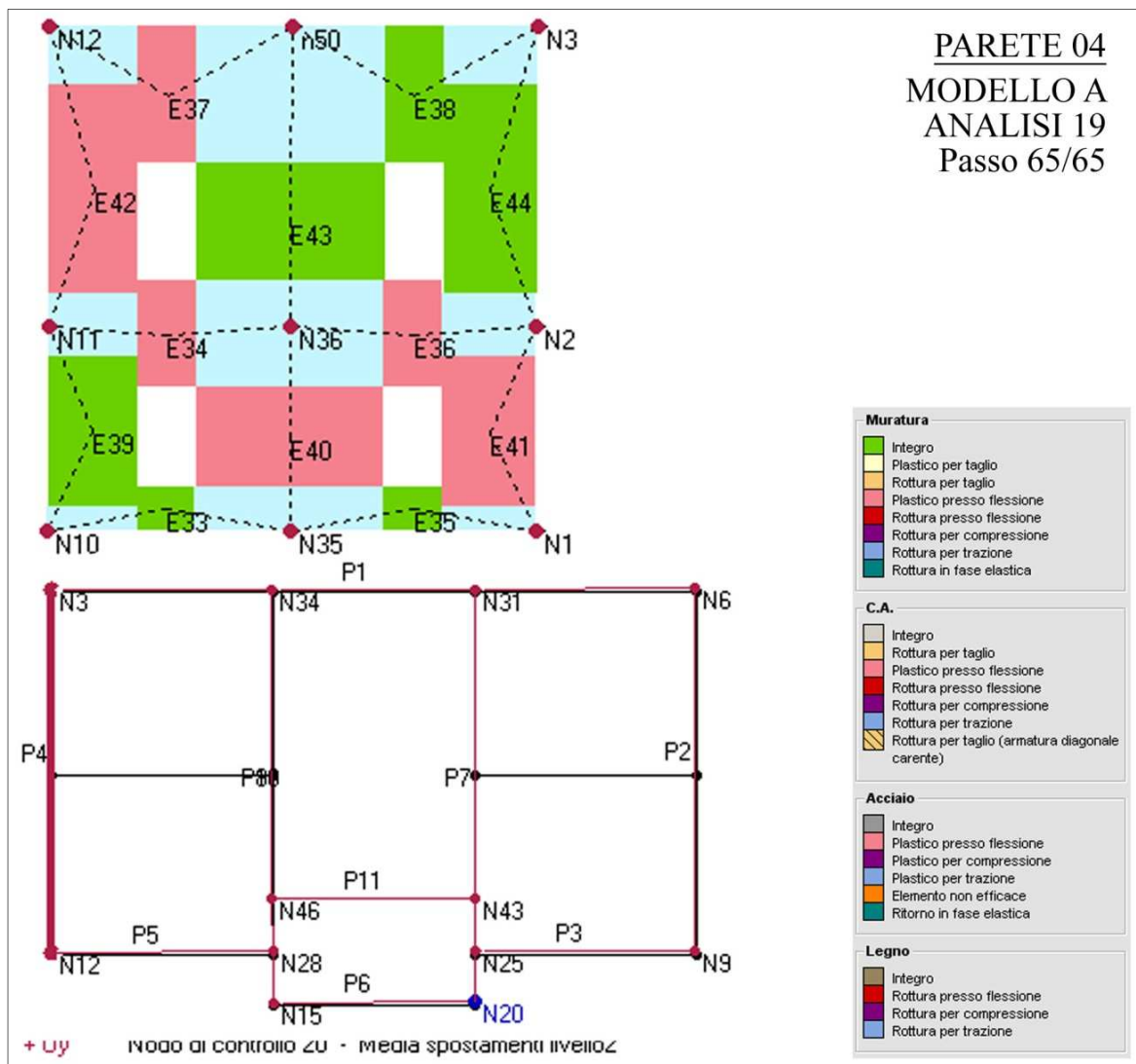


Figura 6.64: Parete 04 analisi 19 passo di carico 65/65 visualizzazione 2D collasso

La parete 04, all'ultimo passo di carico, non evidenzia alcuna rottura degli elementi resistenti che la costituiscono, i quali raggiungono deformazione plastica per pressoflessione senza innescare alcun tipo di meccanismo di collasso.

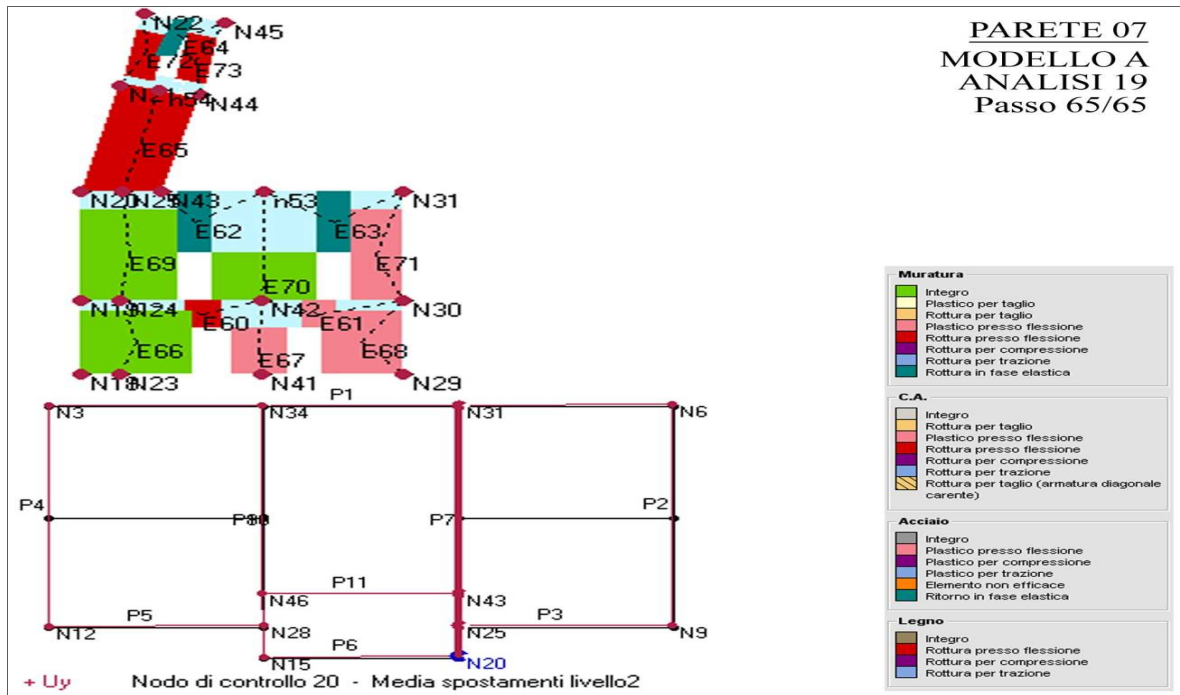


Figura 6.65: Parete 07 analisi 19 passo di carico 65/65 visualizzazione 2D collasso

In questa parete si riscontra la scarsa resistenza nel proprio piano della torre, rispetto alla sottostruttura che risulta più rigida, infatti la torre presenta il collasso di tutti gli elementi costituenti: maschi E65, E72 e E73 (per pressoflessione) e fascia E64 (in fase elastica). I punti di debolezza della torre sono: la fascia, che si rompe in campo elastico (rottura fragile), e la resistenza dei maschi denotata dai valori di spostamento, oltre alla presenza di un solaio ligneo in corrispondenza del primo piano della torre. Nella sottostruttura, la rottura in fase elastica delle fasce, non permette di fruttare la duttilità della parete. Le criticità per quest'ultima è rappresentata dalla scarsa resistenza delle fasce e dalla insufficiente connessione con i maschi. E' necessario quindi migliorare la resistenza delle fasce e la loro connessione, oltre ad incrementare la resistenza dei maschi e irrigidire il solaio. Gli interventi proposti sono: realizzazione di un cordolo sommitale, inserimento di tiranti, inserimento di architravi (per le fasce); fibre, iniezioni, reticoli (per i maschi) e irrigidimento del solaio mediante soletta o catene cinematiche.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	M65-M72-M73 E60	E62 E63 E64	rottura fasce e maschi, solaio ligneo	S.02 S.03	I.01; I.04; I.08 I.10; I.11; I.12 I.07

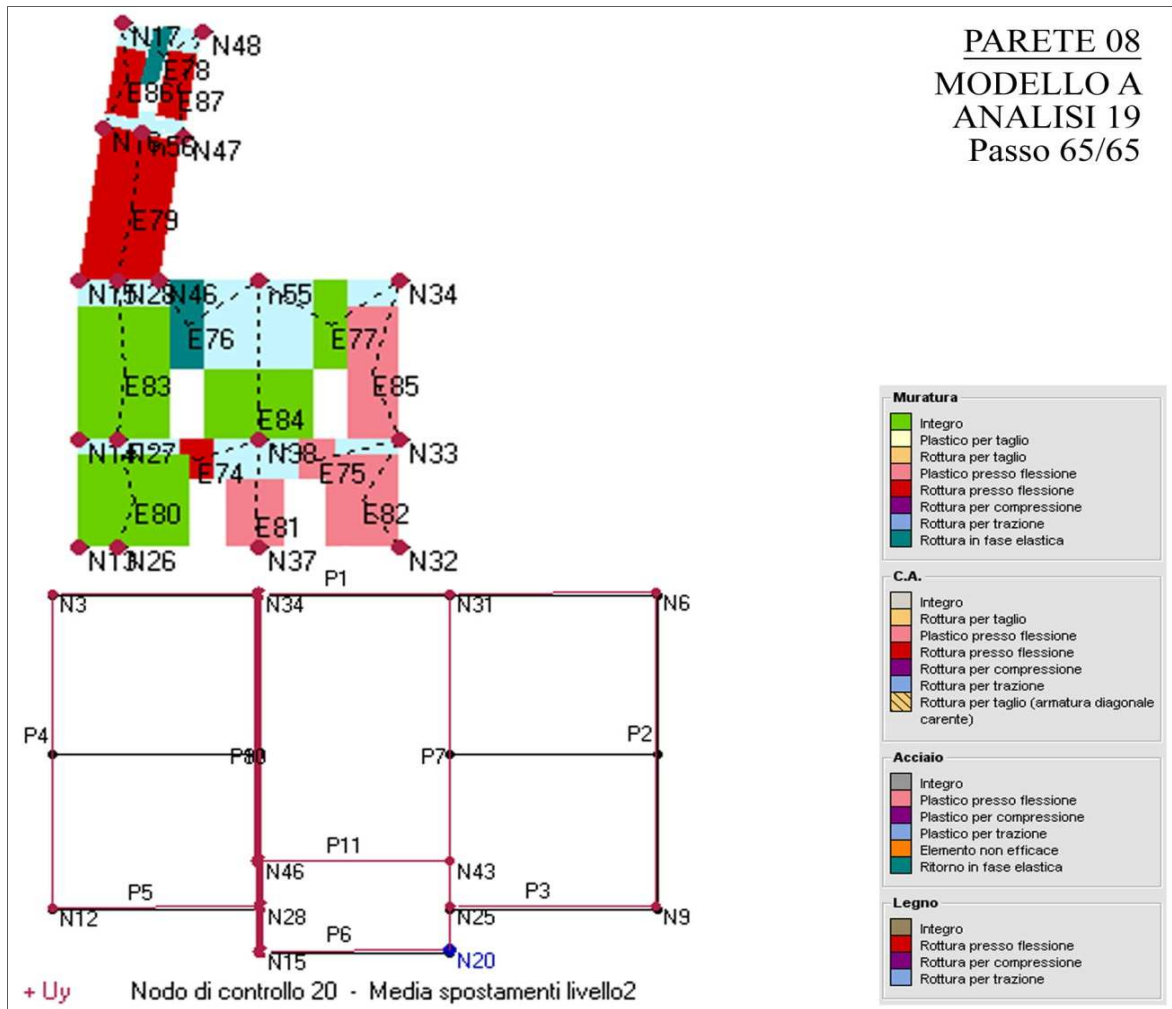


Figura 6.66: Parete 08 analisi 19 passo di carico 65/65 visualizzazione 2D collasso

In questa parete la risposta della struttura è simile a quella vista per la parete 07: scarsa resistenza nel proprio piano della torre, rispetto alla sottostruttura, con il collasso di tutti gli elementi costituenti, e rottura in fase elastica per la fascia del secondo livello della sottostruttura. Le criticità sono dunque quelle elencate per la parete 07. Gli interventi proposti sono: realizzazione di un cordolo sommitale, inserimento di tiranti, inserimento di architravi (per le fasce); fibre, iniezioni, reticoli (per i maschi) e irrigidimento del solaio mediante soletta o catene cinematiche.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	M79-M86-M87-E74	E76 E78	rottura fasce e maschi, solaio ligneo	S.02 S.03	I.01; I.04; I.08 I.10; I.11; I.12 I.07

- **Modello B, Analisi in direzione X**

In direzione X la combinazione di carichi più gravosa per il modello in esame è quella afferente l'analisi 16 con forze sollecitanti proporzionali al 1° modo di vibrare della struttura ed eccentricità lungo Y di - 37 cm.

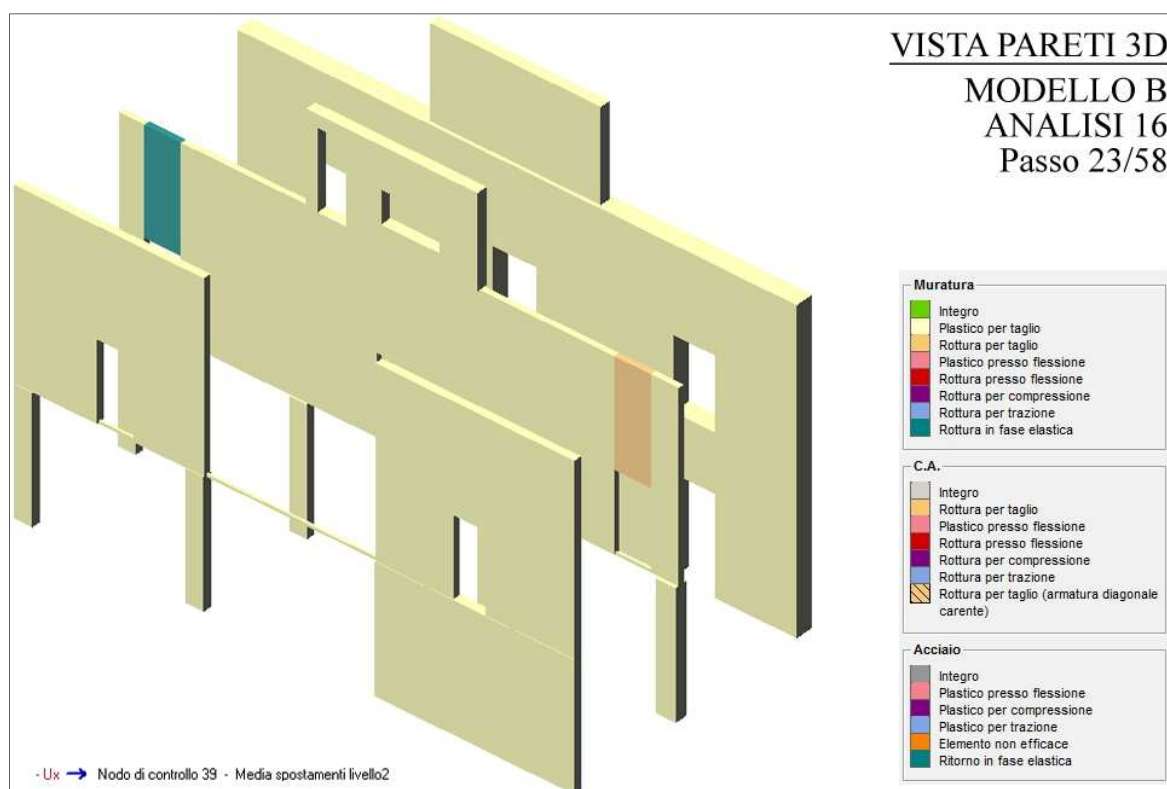


Figura 6.67: analisi 16 passo di carico 23/58 visualizzazione 3D del primo collasso

L'analisi statica non lineare eseguita evidenzia al passo di carico 23 di 58 l'innescarsi di un meccanismo di collasso, costituito da una rottura in fase elastica della fascia E46 e rottura per taglio della fascia E49. Le fasce appartenenti alla parete 05 rappresentano, quindi, gli elementi di maggiore fragilità dell'intero modello, sia perché estremamente deformabili sia perché non sufficientemente ammortate ai maschi ad esse adiacenti.

Per individuare i punti di debolezza del corpo di fabbrica sollecitato in direzione X e definire una linea di intervento per l'adeguamento sismico dell'intera struttura sono state di seguito analizzate le rotture all'ultimo passo di carico delle pareti efficaci 01, 03, 05 con asse parallelo alla direzione di propagazione del sisma.

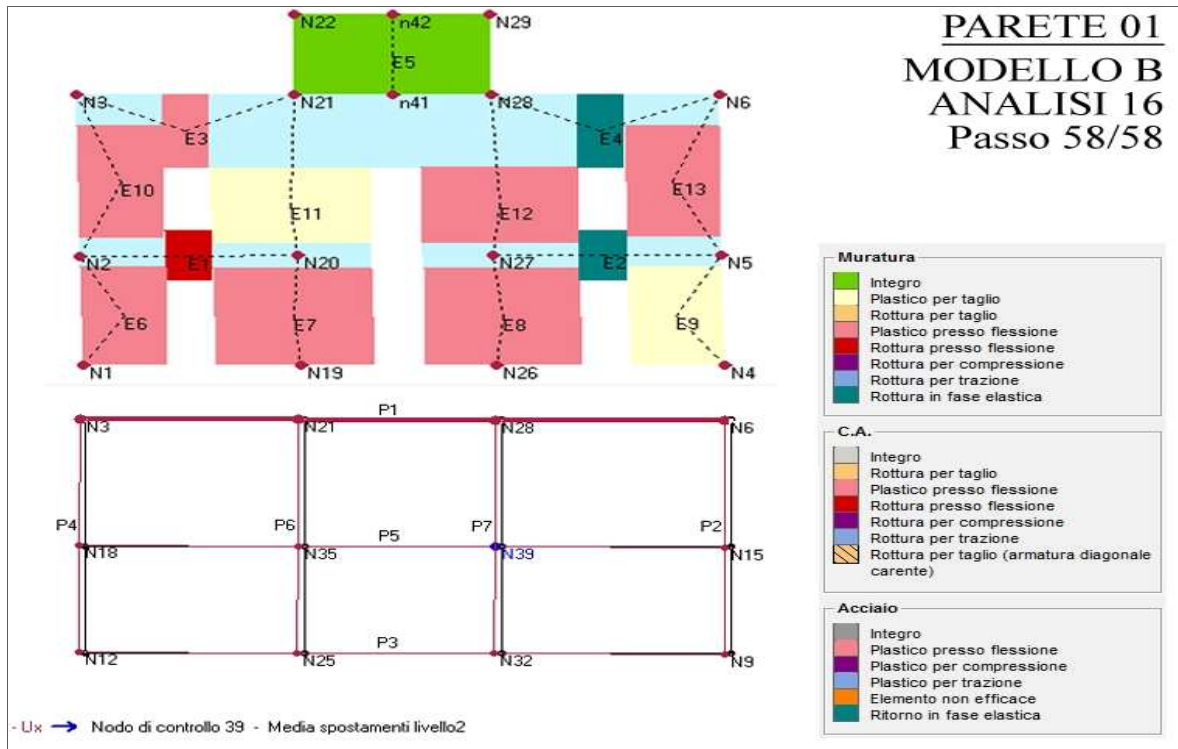


Figura 6.68: Parete 01 analisi 16 passo di carico 58/58 visualizzazione 2D collasso

La parete 01 evidenzia la rottura delle fascia E1 per pressoflessione e la rottura delle fasce E2 ed E4 in fase elastica. Le tipologie di rotture che si manifestano sono di natura differente, quella per pressoflessione sfrutta la duttilità dell’elemento fascia, sollecitato nel piano, prima di innescare fenomeni di collasso, mentre quella in fase elastica, corrisponde a un comportamento fragile dell’elemento, che giunge a rottura senza sfruttare completamente la propria riserva di duttilità. Dall’analisi svolta, quindi, emerge il principale punto di criticità della parete esaminata ovvero la rottura in fase elastica dell’elemento fascia. La linea di intervento proposta mira da un lato a migliorare la connessione tra maschi murari e fasce, favorendo una risposta globale della parete, massimizzando l’impiego di duttilità degli elementi resistenti costituenti la stessa e privilegiando dunque una rottura in campo plastico, e dall’altro ad incrementare la resistenza delle fasce, componenti estremamente deformabili dell’intera compagine muraria. Gli interventi più idonei sono:

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	E1	E2-E4	rottura in fase elastica	S.01 S.03	I.01; I.04; I.08

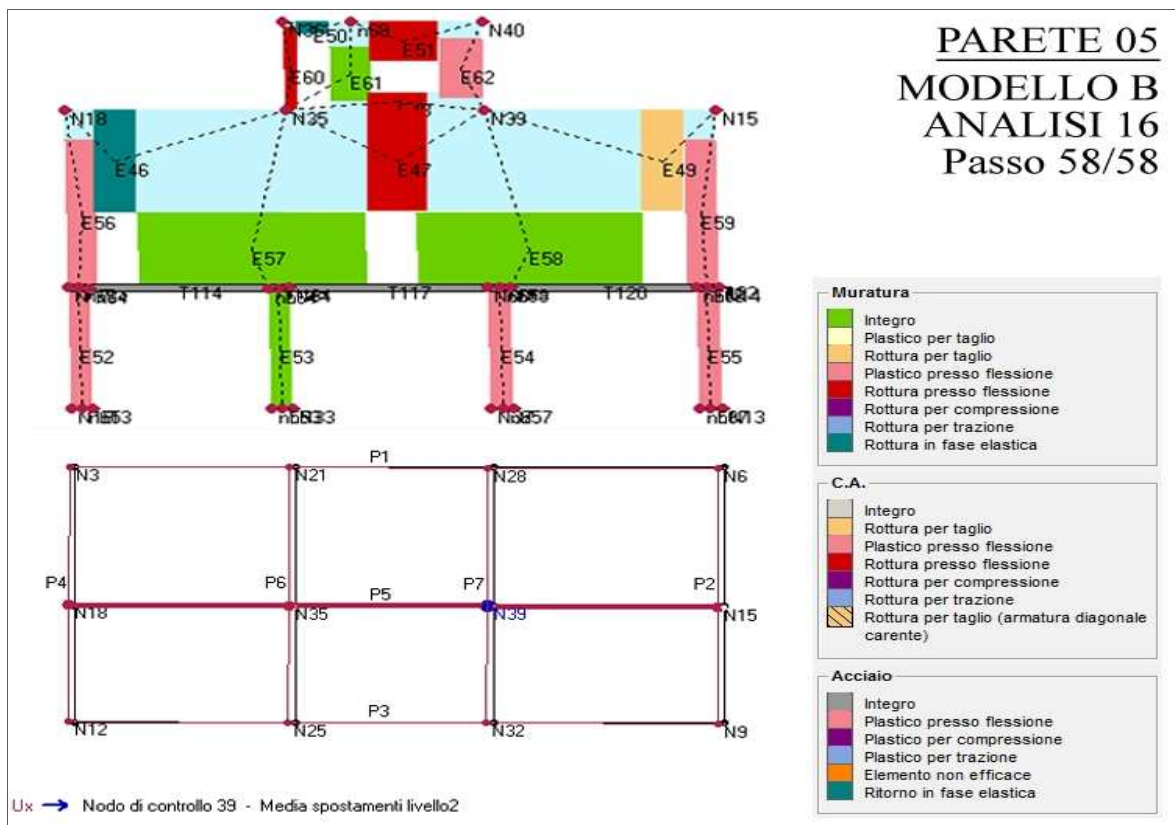


Figura 6.69: Parete 05 analisi 16 passo di carico 58/58 visualizzazione 2D collasso

All'ultimo passo di carico si evidenzia la rottura delle fascie E47 ed E51 e del maschio E60 per pressoflessione nel piano, la rottura delle fasce E46 ed E50 in fase elastica, la rottura della fascia E49 per taglio. Le tipologie di rottura più pericolose sono quelle delle fasce, che si manifestano in fase elastica, evidenziando un comportamento fragile (giungono a rottura senza sfruttare completamente la propria riserva di duttilità). Quindi i principali punti di criticità della parete sono la rottura in fase elastica e per taglio degli elementi fascia. La linea di intervento proposta mira da un lato a migliorare l'accoppiamento tra maschi e fasce, favorendo una risposta globale della parete sollecitata, massimizzando l'impiego di duttilità degli elementi resistenti e privilegiando una rottura in campo plastico, e dall'altro ad incrementare la resistenza delle fasce, componenti estremamente deformabili dell'intera compagine muraria. Gli interventi più idonei sono: cordolo sommitale, tiranti, architrave.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
E49	E47-E51	E46-E50	rottura fasce	S.01 S.03	I.01; I04; I.08

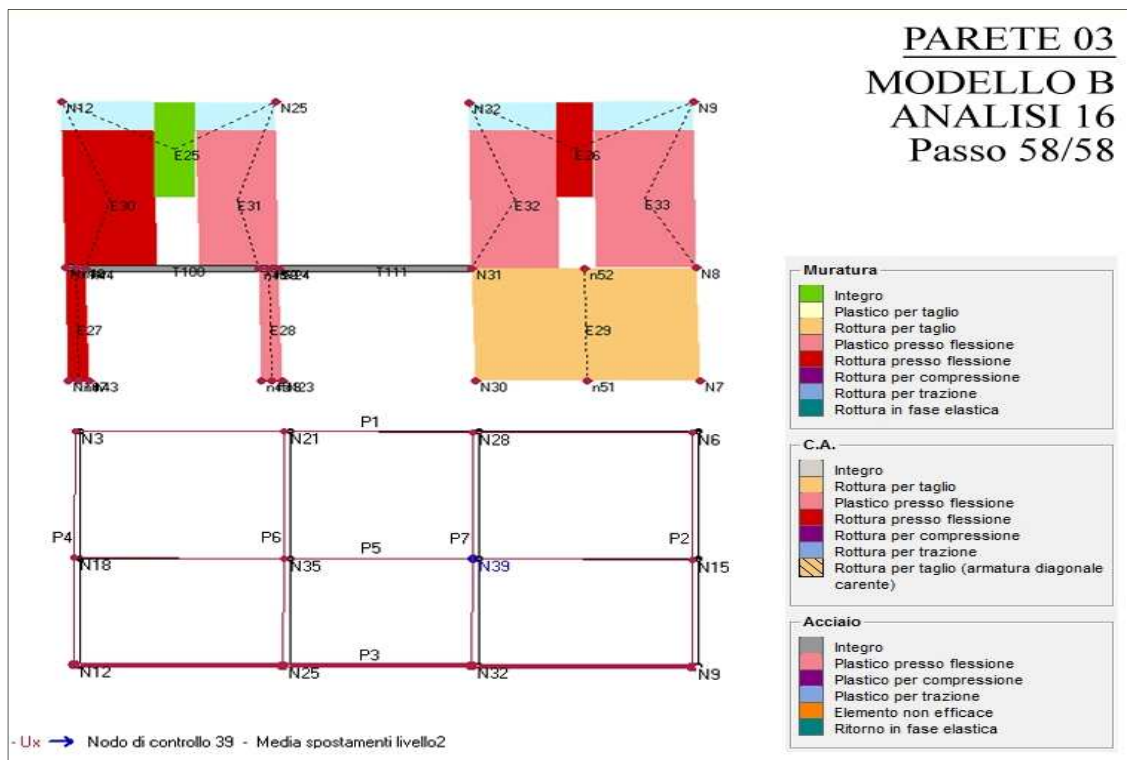


Figura 6.70: Parete 03 analisi 16 passo di carico 58/58 visualizzazione 2D collasso

La parete 03 all’ultimo passo di carico evidenzia la rottura delle fascia E36 e dei maschi E27 ed E30 per pressoflessione nel piano, la rottura del maschio E29 per taglio. Sia la rottura per taglio che quella per pressoflessione sfruttano la duttilità dell’elemento fascia o maschio sollecitato nel piano, prima di innescare fenomeni di collasso. Dall’analisi svolta, comunque, emergono i principale punti di criticità della parete esaminata ovvero la rottura nel piano dei maschi e della fascia. La linea di intervento proposta mira a migliorare la connessione tra maschi e fasce, favorendo una risposta globale della parete sollecitata, incrementando la resistenza delle fasce, componente estremamente deformabile dell’intera compagine muraria, oltre a migliorare la resistenza nel piano dei maschi, attraverso interventi mirati ad aumentarne la duttilità. Gli interventi più idonei al raggiungimento degli obiettivi succitati sono: cordolo sommitale di collegamento tra maschi murari e fasce, tiranti, architrave, aumento della resistenza nel piano tramite fibre, iniezioni di legante o reticoli.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
M29	M27-M30-E26		rottura maschi e fasce	S.01 S.03	I.01; I.04; I.08 I.10; I.11; I.12

- **Modello B, Analisi in direzione Y**

In direzione Y la combinazione di carichi più gravosa per il modello in esame è quella afferente l'analisi 19 con forze sollecitanti proporzionali al 1° modo di vibrare della struttura ed eccentricità lungo X di -37cm.



Figura 6.71: analisi 19 passo di carico 16/43 visualizzazione 3D del primo collasso

L'analisi statica non lineare eseguita evidenzia al passo di carico 16 di 43 l'innescarsi di un meccanismo di collasso costituito da una rottura per pressoflessione della fascia E65. La fascia appartenente alla parete 06 rappresenta, quindi, l'elemento di maggiore fragilità dell'intero modello, sia perché estremamente deformabile sia perché non sufficientemente ammortata ai maschi ad esse adiacenti.

Per individuare i punti di debolezza del corpo di fabbrica sollecitato in direzione Y e definire una linea di intervento per l'adeguamento sismico dell'intera struttura sono state di seguito analizzate le rotture all'ultimo passo di carico delle pareti efficaci 04, 06, 07, 02 con asse parallelo alla direzione di propagazione del sisma.

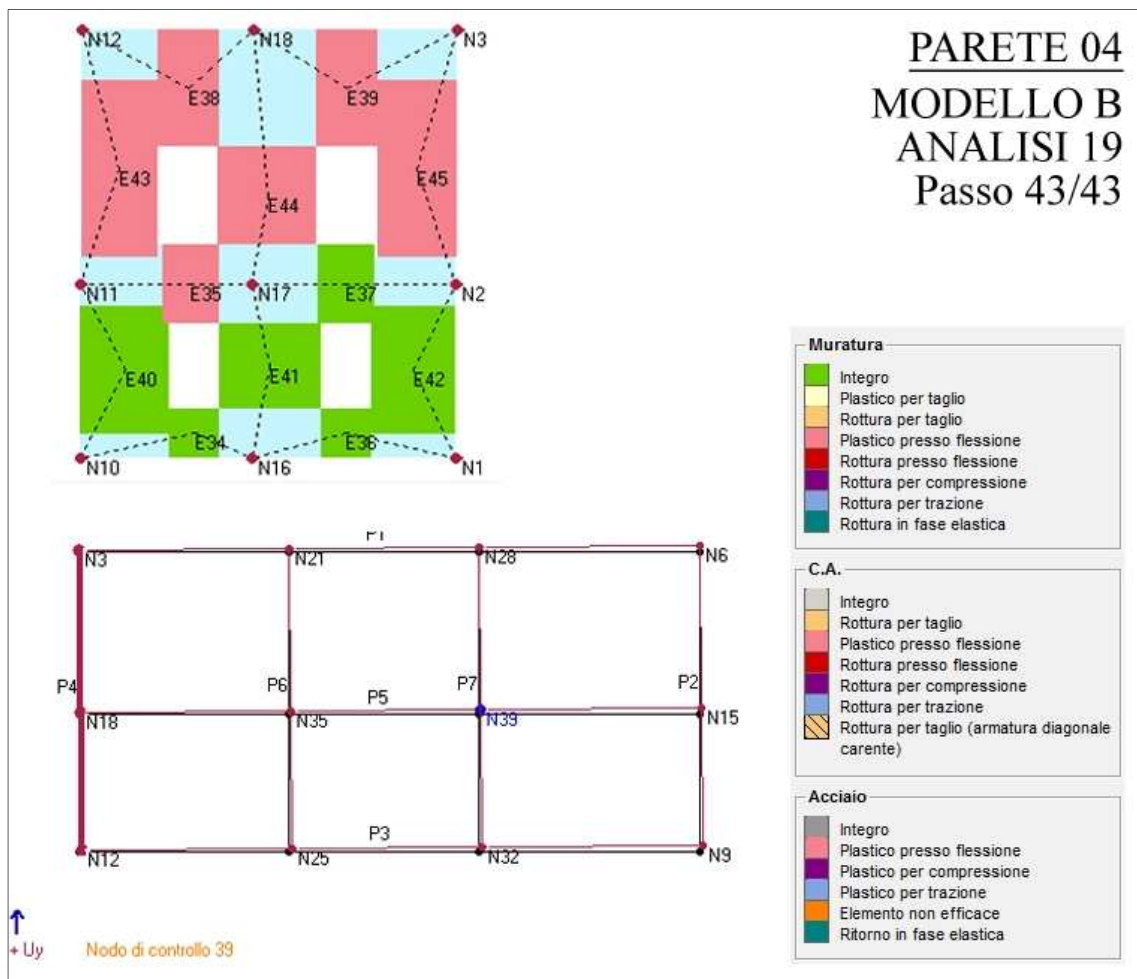


Figura 6.72: Parete 04 analisi 19 passo di carico 43/43 visualizzazione 2D collasso

La parete 04 all'ultimo passo di carico non evidenzia significative rotture degli elementi resistenti che la costituiscono, i quali raggiungono deformazione plastica per pressoflessione senza innescare alcun tipo di meccanismo di collasso.

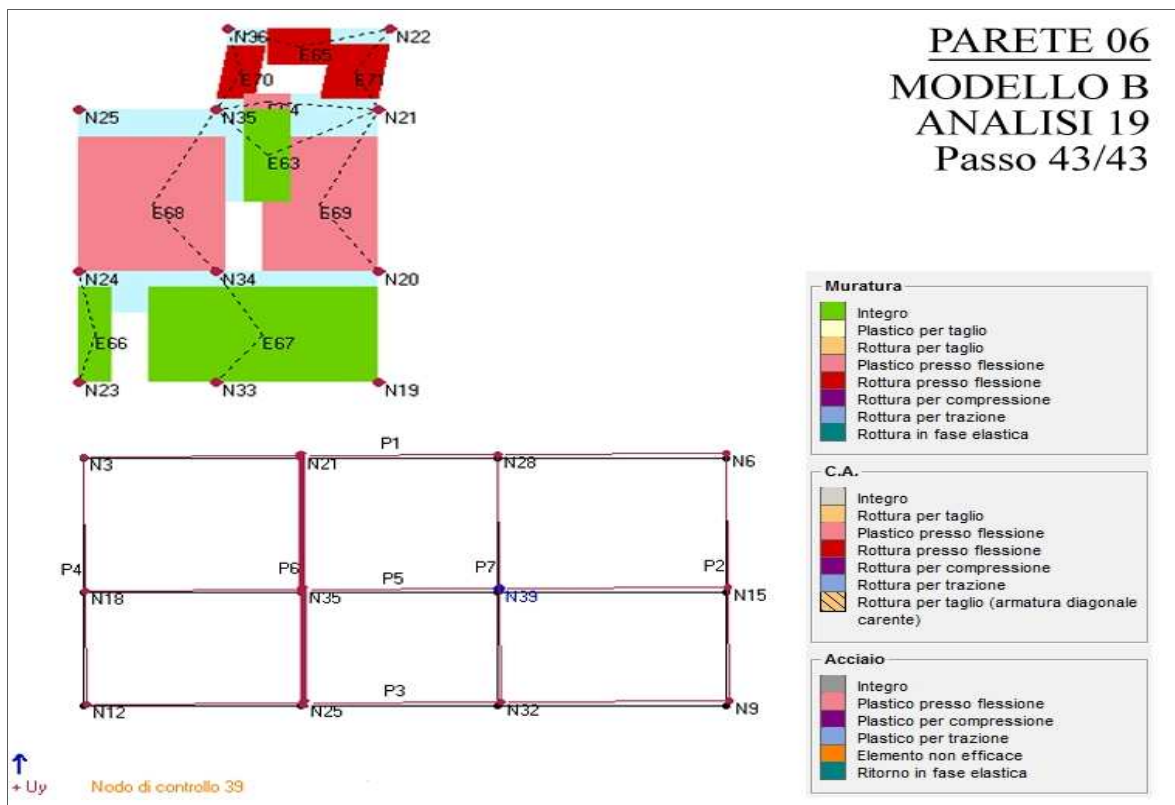


Figura 6.73: Parete 06 analisi 19 passo di carico 43/43 visualizzazione 2D collasso

La parete 06 all’ultimo passo di carico evidenzia la rottura delle fascia E65 e dei maschi E70 ed E71 per pressoflessione nel piano. Dall’analisi svolta, quindi, emerge il principale punto di criticità della parete esaminata ovvero la rottura in fase plastica dei maschi e della fascia appartenenti al torrino sovrastante il vano scale. La linea di intervento proposta a migliorare la connessione tra maschi murari e fasce, favorendo una risposta globale della parete sollecitata, massimizzando l’impiego di duttilità degli elementi resistenti costituenti la stessa, oltre ad incrementare la resistenza sia dei maschi murari che della fascia, componenti estremamente deformabili dell’intera compagine muraria. Gli interventi più idonei al raggiungimento degli obiettivi succitati sono: cordolo sommitale di collegamento tra maschi murari e fasce, tiranti, architrave, aumento della resistenza nel piano tramite fibre, iniezioni di legante o reticoli.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	M70-M71-E65		rottura maschi e fasce	S.01 S.03	I.01; I.04; I.08 I.10; I.11; I.12

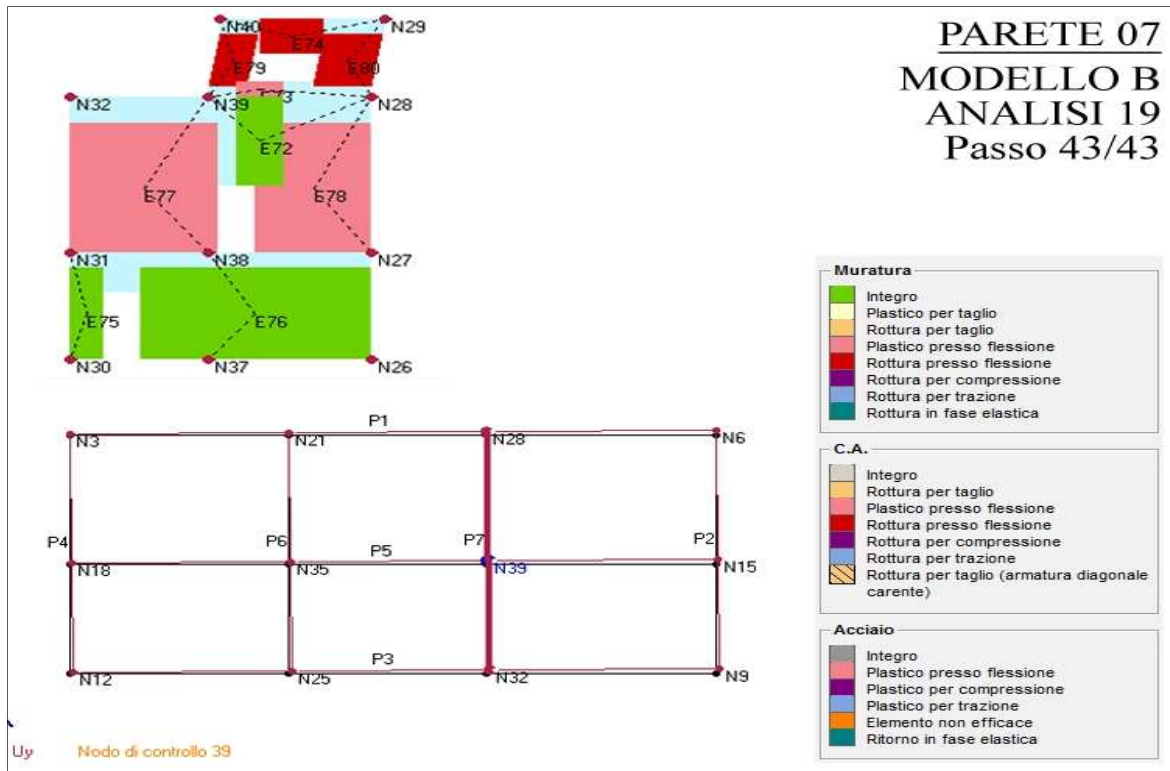


Figura 6.74: Parete 07 analisi 19 passo di carico 43/43 visualizzazione 2D collasso

La parete 07 all’ultimo passo di carico evidenzia la rottura delle fascia E74 e dei maschi E79 ed E80 per pressoflessione nel piano. La tipologia di rottura che si manifesta sfrutta la duttilità degli elementi prima di innescare fenomeni di collasso. Dall’analisi svolta, quindi, emerge il principale punto di criticità della parete esaminata ovvero la rottura in fase plastica dei maschi e della fascia appartenenti al torrino sovrastante il vano scale. La linea di intervento proposta mira da un lato a migliorare la connessione tra maschi murari e fasce, favorendo una risposta globale della parete sollecitata, massimizzando l’impiego di duttilità degli elementi resistenti costituenti la stessa, e dall’altro ad incrementare la resistenza sia dei maschi murari che della fascia, componenti estremamente deformabili dell’intera compagine muraria. Gli interventi più idonei al raggiungimento degli obiettivi succitati sono: cordolo sommitale di collegamento tra maschi murari e fasce, tiranti, architrave, aumento della resistenza nel piano tramite fibre, iniezioni di legante o reticoli.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	M79-M80-E74		rottura maschi e fasce	S.01 S.03	I-01; I.04; I.08 I.10; I.11; I.12

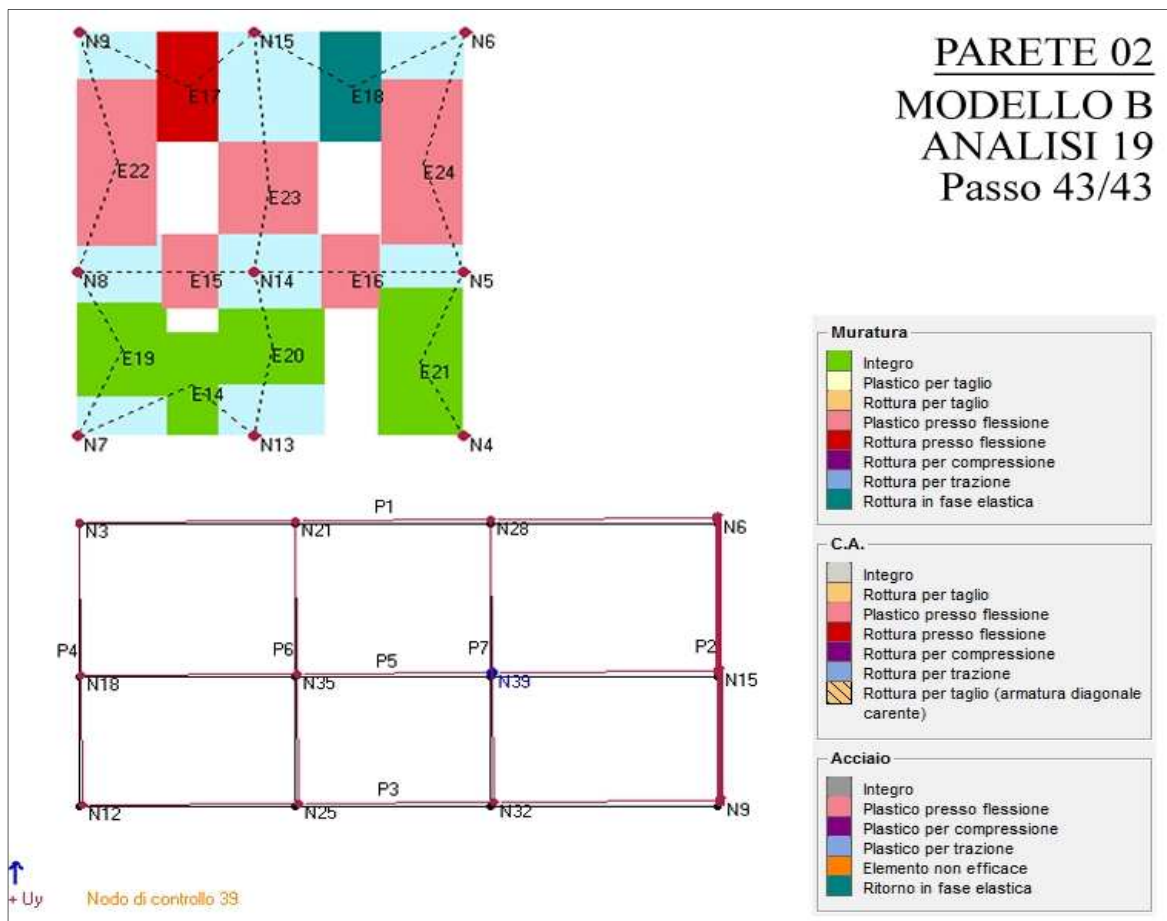


Figura 6.75: Parete 02 analisi 19 passo di carico 43/43 visualizzazione 2D collasso

La parete 02 all'ultimo passo di carico evidenzia la rottura delle fascie E17 per pressoflessione e la rottura della fascia E18 in fase elastica. Dall'analisi svolta, quindi, emerge il principale punto di criticità della parete esaminata ovvero la rottura in fase elastica dell'elemento fascia. La linea di intervento proposta mira da un lato a migliorare la connessione tra maschi murari e fasce, favorendo una risposta globale della parete sollecitata, massimizzando l'impiego di duttilità degli elementi resistenti costituenti la stessa e privilegiando una rottura in campo plastico, e dall'altro ad incrementare la resistenza delle fasce, componenti estremamente deformabili dell'intera compagine muraria. Gli interventi più idonei al raggiungimento degli obiettivi succitati sono: cordolo sommitale di collegamento tra maschi murari e fasce, tiranti, architrave.

FATTORE DI CRISI			PUNTI DI DEBOLEZZA	LINEE DI INTERVENTO	INTERVENTO
Taglio	Pressoflessione	Fase elastica			
	E17	E18	rottura fasce	S.01 S.03	I.01; I.04 I.08

Al termine dei lavori di analisi effettuato sul corpo di fabbrica, individuate le linee guida di intervento per il miglioramento della risposta sismica, relative sia a meccanismi di I° modo, che a meccanismi di II° modo, i risultati emersi sono stati opportunamente commentati di seguito, realizzando una valutazione globale, modello per modello, che tenga conto della totalità delle analisi effettuate e dei relativi interventi individuati per il consolidamento del complesso architettonico.

Il modello A risulta composto dalle pareti P01, P03, P05, P06 e P11 (parallele alla direzione X) e dalle P02, P07, P08 (parallele alla direzione Y). Dal confronto tra le analisi statiche non lineari eseguite sul modello A con torre e sul modello A senza torre è emerso che la presenza di quest'ultima condiziona fortemente il comportamento globale della struttura. Infatti, nel modello A senza torre in direzione X (analisi 4), la forza massima riscontrata dopo il decadimento del 20% del taglio alla base resistente (all'ultimo passo di carico) è pari a 6500 daN, mentre per la medesima analisi svolta sul modello A con la torre si è riscontrato un valore di 4400 daN. Invece, dal confronto tra le analisi in direzione Y (analisi 6), svolte sui medesimi modelli, i valori di carico massimo sono di 7100 daN (modello senza torre) e di 4200 daN (modello con torre). Quindi la presenza della torre influenza maggiormente la resistenza in direzione Y e, inoltre, è plausibile affermare che la sottostruttura presenta una minore resistenza in direzione X.

Dalla precedente tabella emerge come i punti di debolezza relativi sia ai maschi che alle fasce siano concentrati maggiormente nell'elemento torre, per il quale si dispone l'incremento della resistenza nel piano delle pareti che lo compongono, ponendo maggiore attenzione in direzione Y, e un più efficace ammorsamento tra le stesse, atto a garantire un comportamento solidale e scongiurare fenomeni di ribaltamento. Inoltre, l'irrigidimento del solaio ligneo posto al primo livello della torre e il conseguente ammorsamento dello stesso alle pareti d'ambito garantiranno una migliore trasmissione delle sollecitazioni di taglio sulle stesse. Altro dato, riscontrato dalla analisi, è l'elevato spostamento della torre rispetto alla sottostruttura, che denota una insufficiente connessione.

Le principali strategie di intervento atte ad eliminare le carenze strutturali appena evidenziate sono:

- Riduzione delle carenze dei collegamenti **(S.01)**;
- Riduzione dell'eccessiva deformabilità dei solai **(S.02)**;

- Miglioramento della resistenza meccanica (S.03).

La combinazione di interventi che scaturisce da queste strategie risulta:

I.01	Catene singole o binate, in barre d'acciaio zincato o inossidabile o piatti in acciaio normale con possibilità di riportare in tensione la catena con capichiave tradizionali a vista (bolzone rettilineo o altra forma) o piastre in ghisa o acciaio con nervature; Tiranti nello spessore del muro con barre metalliche o cavi in acciaio con foro iniettato con malte antiritiro.
<p>Principi funzionali di base Le catene, realizzate con elementi metallici (barre, piatti, tondi, profili.....), ancorate alle murature mediante capichiave a piastra o a paletto, disposte nelle due direzioni principali del fabbricato, sono elementi costitutivi tradizionalmente impiegati con funzioni strutturali di collegamento, contenimento e ritegno e sono quindi sottoposte a sforzo di trazione. Una peculiarità dell'intervento è la possibilità di intervenire nel corso della vita della struttura alla ritesatura delle catene. Nel campo del restauro esse sono utilizzate principalmente per:</p> <ul style="list-style-type: none"> - contrastare l'azione di ribaltamento di pareti fuori dal loro piano (azione di ritegno); - contrastare la pressoflessione dei pannelli murari indotte da azioni ortogonali al piano; - per assorbire spinte anomale (azione di contenimento) - per conferire all'edificio un comportamento scatolare funzionando da collegamento tra le varie parti (azione di collegamento). 	
<p>Campi di applicazione</p> <p>L'inserimento delle catene in acciaio è consigliato prevalentemente per i solai di piano ma può essere esteso anche alle coperture. Le strutture in muratura, e specialmente gli edifici monumentali, risultano altamente vulnerabili nei confronti di un'azione sismica in quanto presentano spesso un comportamento non scatolare. Per limitare questa fonte di vulnerabilità e conferire alla struttura un adeguato stato di collegamento tra le pareti ortogonali, si può ricorrere all'antica tradizione costruttiva dell'inserimento di catene orizzontali, le quali sono chiamate a svolgere contemporaneamente un'azione di collegamento e di ritegno. La posizione delle catene è pressoché obbligata; esse potranno essere inserite all'altezza della quota dei solai intermedi o entro le strutture lignee dei tetti. Le catene hanno comune e diffuso impiego soprattutto nelle strutture arcuate e voltate spingenti, ove generalmente sono poste in opera alle reni degli elementi, ossia nella posizione staticamente più corretta ed efficace. Le catene per il basso costo, la facilità d'impiego e la elevata efficacia vengono utilizzati usualmente anche per la messa in sicurezza dei monumenti nei casi di danno modesto.</p>	

I.04	Cordoli di sommità: con profili in acciaio ancorati con perforazioni armate verticali alla muratura; in cemento armato; in muratura armata con calcestruzzo e acciaio; in mattoni e FRP.
<p>Principi funzionali di base</p> <p>La tecnica consiste nella realizzazione nella sommità dell'edificio, lungo il perimetro delle pareti, di un elemento strutturale con funzione di cordolo di coronamento che può essere realizzato, in muratura armata, attraverso un cordolo reticolare piano metallico, in materiale composito, o in cemento armato. Le funzioni del cordolo sono quelle:</p> <ul style="list-style-type: none"> - di realizzare un collegamento continuo tra la struttura della copertura e i muri su cui questa insiste; - di distribuire i carichi verticali in condizioni statiche; - di collegare le murature ortogonali; - di favorire il comportamento scatolare realizzando un collegamento tra le pareti murarie; "legando" la copertura alle murature sommitali mediante la creazione di un elemento chiuso collegato alla muratura sottostante con una fitta rete di perfori armati (1 ogni 50" - 60"). <p>I collegamenti aiutano in maniera sensibile contro l'eventuale espulsione dei pannelli murari al di sotto dei cordoli offrendo un vincolo di tipo diffuso. Inoltre, è un intervento consigliabile poiché se</p>	

integrato con un'ideale controventatura, assicura una buona trasmissione di tutte le spinte orizzontali agli elementi di muratura resistenti.

Campi di applicazione

La vulnerabilità sismica degli edifici storici è significativamente condizionata dalla tipologia e dalla qualità delle connessioni tra i componenti dell'organismo edilizio stesso. Per limitare tale fonte di vulnerabilità è quindi possibile realizzare dei cordoli in sommità dell'opera. Questo intervento è quasi sempre attuabile e può essere utilizzato per contrastare l'azione di ribaltamento di pareti fuori dal loro piano, per contrastare meccanismi di danno riguardanti elementi di copertura e per creare un buon collegamento tra le pareti murarie dell'edificio favorendo il comportamento scatolare dell'edificio.

I.05	Perforazioni armate: con barre in acciaio; con barre in vetroresina o fibra di carbonio.
Principi di funzionamento di base	
L'intervento si effettua in presenza di murature lesionate o degradate, limitatamente a zone circoscrivibili, a causa dell'elevata invasività e irreversibilità dello stesso. La tecnica consiste nell'effettuare nella compagine muraria una serie di perforazioni all'interno delle quali verranno inserite barre in acciaio zincato opportunamente rese solidali con la muratura attraverso delle iniezioni di malta legante, dalle caratteristiche chimico – fisiche – meccaniche analoghe alla preesistente.	
Campi di applicazione	
E' un intervento mirato a incrementare la resistenza degli elementi murari, attraverso il risanamento e la riparazione di murature deteriorate e danneggiate, permette di ottenere un deciso miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura in termini di resistenza a sollecitazioni nel piano e di incremento di duttilità delle stesse. È fondamentale utilizzare materiali con caratteristiche fisico - chimiche e meccaniche analoghe ai preesistenti e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera. Lo scopo dell'intervento è quello di ricostituire o incrementare l'originale resistenza e rigidità della compagine muraria, rendendola sostanzialmente uniforme, realizzando opportuni ammorsamenti, qualora mancanti.	
I.07	Irrigidimento di impalcati con: <i>Soletta collaborante o Bandelle metalliche</i>
Principi di funzionamento di base	
La tecnica di rinforzo, prevede l'irrigidimento nel piano del solaio e flessionale, attraverso la posa in opera sul tavolato esistente di una soletta armata con rete elettrosaldato dello spessore di 5cm circa, opportunamente collegata sia al solaio preesistente che alla muratura portante. Gli effetti di tale intervento vanno valutati in relazione alle specifiche esigenze di conservazione. Nel caso in cui gli elementi lignei non siano adeguatamente collegati alle murature, può risultare necessario collegare la soletta alle pareti, tramite elementi puntuali analoghi a quelli già indicati.	
Campi di applicazione	
Al fine di poter realizzare un comportamento perfettamente scatolare del corpo di fabbrica è importante che i solai siano efficacemente collegati alle pareti murarie, attraverso un appoggio sufficientemente ampio e, talvolta, elementi di connessione che ne impediscano lo sfilamento. I solai, durante il perdurare dell'azione sismica, trasferiscono le azioni orizzontali di loro competenza alle pareti disposte nella direzione parallela al sisma; inoltre essi possono costituire un ulteriore vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano, oltre all'ammorsamento con le pareti ortogonali ed ai sistemi di collegamento puntuale. Detto ciò appare evidente che ai fini di un corretto comportamento sotto azione sismica della struttura sia fondamentale un limitato irrigidimento dei solai, di cui vanno valutati gli effetti, con aumento di resistenza degli elementi che lo costituiscono. In alcuni casi, soprattutto in presenza di solai eccessivamente deformabili, risulta invece necessario un irrigidimento significativo dei solai nel proprio piano, con l'obiettivo di ripartire l'azione sismica tra le diverse pareti.	

I.09	Intervento di scuci e cuci con mattoni pieni o pietra sbozzata o squadrata con caratteristiche meccaniche simili all'esistente
Principi di funzionamento di base	
<p>Questo intervento si effettua in presenza di murature lesionate o degradate limitatamente a zone circoscrivibili. Tale tecnica consiste, nel ripristino della continuità muraria attraverso la rimozione degli elementi (lapidei o laterizi) lesionati o degradati e la realizzazione di una nuova tessitura muraria con nuovi elementi sani senza interrompere la funzione statica della muratura nel corso dell'applicazione o nella creazione della connessione efficace tra elementi di incroci e martelli murari, da realizzare, nei casi in cui esista una discontinuità netta, attraverso la messa in opera di morse tra incroci murari</p>	
Campi di applicazione	
<p>Il campo di applicazione della tecnica del "cuci-scuci" è obbligatoriamente confinato a quelle situazioni che presentano stati fessurativi o di degrado che interessano zone di parete di estensione modesta. Esso non può, quindi, essere inteso come un intervento di consolidamento diffuso per quelle situazioni in cui la muratura presenta un degrado complessivo e legato in genere ad una scarsa qualità muraria.. Tale tecnica potrà, ad esempio, essere adottata quando la muratura presenta lesioni a seguito di un dissesto specifico la cui natura in genere non è legata ad una scarsa qualità muraria. Affinché la tecnica del "cuci-scuci" possa essere applicata, è necessario che la muratura presenti una minima regolarità nella tessitura (presenza di corsi orizzontali, forma degli elementi); E' importante che la porzione di muro di nuovo inserimento non sia troppo dissimile per rigidità e resistenza rispetto al materiale originario, in modo da non arrecare un disturbo al comportamento di insieme della parete. Un buon intervento non dovrebbe far notare la differenza tra la zona preesistente e quella sostituita. Per la chiusura di nicchie e vuoti si dovrà porre particolare attenzione nel realizzare un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti non solo nel piano del paramento murario ma anche trasversalmente al paramento stesso. Tale intervento è obbligatorio qualora la nicchia/apertura/vuoto sia posizionata a ridosso dell'incrocio con muri ortogonali esterni. La chiusura di nicchie e la riduzione dei vuoti può essere effettuata a tutto spessore o a parziale spessore.</p>	

I.10	Iniezioni di malta con miscele a base di calce idrauliche di origine calcarea o marnosa e pozzolane con l'aggiunta di leganti idonei con l'assenza di quelli a base di cemento
Principi di funzionamento di base	
<p>La tecnica prevede la perforazione della compagine muraria con passo regolare sia longitudinalmente, che trasversalmente e l'iniezione a bassa pressione di legante al fine di riempire i vuoti presenti nella muratura e ottenere un incremento della resistenze meccaniche della stessa. La riuscita dell'intervento è strettamente legata alla presenza di tipologie murarie iniettabili (presenza di vuoti e/o vuoti non collegati tra loro). È fondamentale controllare la pressione di immissione della miscela legante, per evitare l'insorgere di dilatazioni trasversali e per evitare che una pressione elevata induca un insufficiente riempimento dei vuoti. La miscela da iniettare deve essere compatibile dal punto di vista chimico – fisico – meccanico con la tipologia muraria oggetto dell'intervento. Infatti, malte a base cementizia possono produrre danni alle murature e in particolare alle superfici, per la produzione di sali; l'affioramento di sali solubili dalla malta provoca efflorescenze sulla superficie della muratura, particolarmente dannose in presenza di antichi intonaci storici o affreschi. L'utilizzo di tali malte è da valutarsi attentamente a seconda delle condizioni a contorno.</p>	
Campi di applicazione	
<p>E' un intervento mirato a incrementare la resistenza degli elementi murari, attraverso il risanamento e la riparazione di murature deteriorate e danneggiate, permette di ottenere un deciso miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura in termini di resistenza a sollecitazioni nel piano e di incremento di duttilità delle stesse. È fondamentale utilizzare materiali con caratteristiche fisico - chimiche e meccaniche analoghe ai preesistenti e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera. Lo scopo dell'intervento è</p>	

quello di ricostituire o incrementare l'originale resistenza e rigidità della compagine muraria, rendendola sostanzialmente uniforme, realizzando opportuni ammorsamenti, qualora mancanti. Visto l'utilizzo per il raggiungimento degli scopi previsti di materiali, in particolare il conglomerato cementizio, di natura differente rispetto a quello del corpo di fabbrica, il loro utilizzo va operato con cautela e solo ove il rapporto tra efficacia ottenuta e impatto provocato sia minore di altri interventi, come nel caso di architravi danneggiati e particolarmente sollecitati.

I.011	Intonaco armato con rete elettrosaldata
Principi di funzionamento di base	
<p>L'intervento consiste nel realizzare in aderenza alla superficie muraria delle lastre di materiale a base cementizia armate con una rete metallica e rese solidali alla muratura (attraverso tiranti passanti in acciaio o cordoli ammorsati). Il materiale è funzione dello spessore della lastra e se l'applicazione avviene su una sola faccia della parete o su entrambe.</p> <p>L'efficacia dell'intervento è strettamente legata alla capacità dei connettori trasversali di trasmettere/ripartire le azioni, per questo motivo è sconsigliata l'applicazione ad una sola faccia della parete. La tecnica di intervento si esplica attraverso le seguenti fasi:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Preparazione della parete attraverso pulizia e messa a vivo del paramento murario; 2. Perforazione della muratura per la messa in opera delle armature di collegamento (o scasso nel caso in cui il collegamento sia realizzato con cordoli ammorsati); 3. Posizionamento della rete metallica 4. Getto della lastra (secondo lo spessore definito). 	
Campi di applicazione	
<p>L'utilizzo di intonaco armato è mirato a incrementare la resistenza degli elementi murari, attraverso il risanamento e la riparazione di murature deteriorate e danneggiate, permette di ottenere un deciso miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura in termini di resistenza a sollecitazioni nel piano e di incremento di duttilità delle stesse. Il placcaggio delle murature con intonaco armato è un intervento invasivo e non coerente con i principi della conservazione; esso risulta efficace solo se realizzato su entrambi i paramenti e se sono poste in opera barre trasversali di collegamento. Tale tecnica può essere presa in considerazione solo in singoli maschi murari, pesantemente gravati da carichi verticali o danneggiati da eventi sismici; in questi casi un'alternativa può essere anche la demolizione e ricostruzione della porzione muraria. Dal punto di vista sismico, è opportuno considerare che l'elevata rigidità a taglio dei pannelli murari così rinforzati altera profondamente il comportamento originario della costruzione; in genere ciò comporta negativi effetti sulla regolarità in pianta della costruzione, ma in rari casi può consentire di limitare le eccentricità tra i baricentri delle masse e delle rigidità. Nel caso di murature gravemente danneggiate e inconsistenti, sulle quali non sia possibile intervenire altrimenti, l'intervento può risultare efficace ma coincide con la perdita di autenticità del manufatto.</p>	

I.12	Rinforzo con materiali compositi (fibre rinforzate).
Principi di funzionamento di base	
<p>La tecnica di rinforzo con materiali compositi (FRP, SRP) per il miglioramento della rigidità nel piano delle strutture sia di orizzontamento, solai in latero - cemento, volte, che localmente di elementi strutturali di tipo verticale. Vengono adoperati materiali fibrorinforzati leggeri e amovibili, costituiti da sottili fili di acciaio ad alta resistenza assemblati in tessuto e impregnati a mezzo di una matrice polimerica, che una volta applicati sulla superficie da rinforzare, conferiscono un incremento di resistenza meccanica di tipo flessionale e tagliante.</p>	
Campi di applicazione	
<p>Tale tecnica può rappresentare una soluzione per interventi localizzati, ad esempio rinforzi flessionali di fasce murarie, verticali od orizzontali, o mirati ad assorbire la spinta di elementi della copertura, di archi e di volte, alleggerimento delle stesse. Nel caso di volte alcuni svantaggi apportati dall'utilizzo di tale tecnica potrebbero essere: diversa traspirabilità tra le zone placcate e non (specie in presenza di affreschi all'intradosso); durabilità (l'esperienza di comportamento</p>	

nel tempo, sia delle fibre sia delle resine di incollaggio, è ancora limitata); non completa reversibilità (la parte superficiale della muratura resta comunque impregnata dalla resina). È fondamentale porre correttamente in posizione le fasce in fibra, specie in presenza di volte complesse, attraverso una accurata valutazione strutturale, affinché l'intervento risulti realmente efficace.

Come già annunciato, la sottostruttura presenta una maggiore resistenza in direzione Y, infatti, gli unici maschi che giungono a collasso appartengono alla parete P06, per la quale si proporrà un incremento di resistenza della stessa nel piano, oltre ad un migliore ammorsamento, che scongiurerà il comportamento a mensola dei maschi. Per quanto riguarda le fasce gli interventi dovranno essere estesi alla totalità delle pareti, in quanto presentano rotture sia in fase elastica che plastica, per le quali si dovrà aumentare la resistenza nel piano e migliorare la connessione con i maschi d'ambito. Infatti, le analisi evidenziano come le rotture in fase elastica (fragili) e lo scarso ammorsamento delle fasce pregiudicano la stima di resistenza della singola parete, che risulta così sottostimata. Bisognerà infine scongiurare il meccanismo fuori dal piano più probabile che risulta essere: il ribaltamento semplice della parete P02, che presenta un moltiplicatore di collasso pari a 0,34.

Le principali strategie di intervento atte ad eliminare le carenze strutturali appena evidenziate sono:

- Riduzione delle carenze dei collegamenti **(S.01)**;
- Miglioramento della resistenza meccanica **(S.03)**.

La combinazione di interventi che scaturisce da queste strategie risulta:

STRATEGIE E RELATIVI INTERVENTI PROPOSTI	CODICE
Riduzione delle carenze dei collegamenti	S.01
Catene singole o binate, in barre d'acciaio zincato o inossidabile o piatti in acciaio normale con possibilità di riportare in tensione la catena con capichave tradizionali a vista (bolzone rettilineo o altra forma) o piastre in ghisa o acciaio con nervature; Tiranti nello spessore del muro con barre metalliche o cavi in acciaio con foro iniettato con malte antiritiro.	I.01
Collegamenti con fasciature realizzate con materiali compositi (fibre rinforzate).	I.02
Incatenamenti di archi e volte con barre in acciaio con possibilità di mettere in trazione le catene.	I-03
Cordoli di sommità: con profili in acciaio ancorati con perforazioni armate verticali alla muratura; in cemento armato; in muratura armata con	I.04

calcestruzzo e acciaio; in mattoni e FRP.	
Miglioramento della resistenza meccanica	S.03
Consolidamento o inserimento di architravi in cemento o acciaio	I.08
Intervento di scuci e cucì con mattoni pieni o pietra sbazzata o squadrata con caratteristiche meccaniche simili all'esistente	I.09
Iniezioni di malta con miscele a base di calci idrauliche di origine calcarea o marnosa e pozzolane con l'aggiunta di leganti idonei con l'assenza di quelli a base di cemento	I.10
Intonaco armato con rete elettrosaldata	I.11
Rinforzo con materiali compositi (fibre rinforzate).	I.12
Realizzazione di giunti sismici	S.04
Realizzazione di giunti sismici tra corpi di fabbrica di origine diversa con collegamenti puntuali o in accostamento tra di loro	I.13

Il modello B è costituito dalle pareti P01, P05, P03 (parallele alla direzione X) e dalle pareti P06, P07, P02, P04 (parallele alla direzione Y).

L'analisi statica non lineare eseguita sullo stesso evidenzia la scarsa resistenza del torrino in entrambe le direzioni di propagazione del sisma, elemento estremamente fragile se confrontato con la sottostruttura, il quale mostra una rottura sia degli elementi maschi che fasce per i quali si predispone un incremento della resistenza nel piano e un ammorsamento più efficace atto a scongiurare meccanismi di ribaltamento semplice delle pareti che lo compongono.

Le principali strategie di intervento proposte al fine di migliorare le carenze strutturali evidenziate sono:

- Riduzione delle carenze dei collegamenti (**S.01**);
- Miglioramento della resistenza meccanica (**S.03**).

La combinazione di interventi, che emerge dalle strategie adottate, è la seguente:

STRATEGIE E RELATIVI INTERVENTI PROPOSTI	CODICE
Riduzione delle carenze dei collegamenti	S.01
Catene singole o binate, in barre d'acciaio zincato o inossidabile o piatti in acciaio normale con possibilità di riportare in tensione la catena con capichave tradizionali a vista (bolzone rettilineo o altra forma) o piastre in ghisa o acciaio con nervature; Tiranti nello spessore del muro con barre metalliche o cavi in acciaio con foro iniettato con malte antiritiro.	I.01
Cordoli di sommità: con profili in acciaio ancorati con perforazioni armate verticali alla muratura; in cemento armato; in muratura armata con calcestruzzo e acciaio; in mattoni e FRP.	I.04
Miglioramento della resistenza meccanica	S.03

Consolidamento o inserimento di architravi in cemento o acciaio	I.08
Iniezioni di malta con miscele a base di calci idrauliche di origine calcarea o marnosa e pozzolane con l'aggiunta di leganti idonei con l'assenza di quelli a base di cemento	I.10
Intonaco armato con rete elettrosaldata	I.11
Rinforzo con materiali compositi (fibre rinforzate).	I.12

La sottostruttura, invece, evidenzia una maggiore resistenza delle pareti in direzione Y, le quali necessitano esclusivamente di interventi di irrigidimento dei soli elementi fascia della parete P02 e relativo ammorsamento ai maschi adiacenti. Mentre in direzione X, oltre agli interventi sulle fasce, si richiede un incremento di resistenza nel piano dei maschi della parete P03, evidenziato dalla rottura degli stessi sia a taglio che a pressoflessione, e l'inserimento di cordoli o tiranti per evitare il ribaltamento della parete P02.

Anche in questo caso le principali strategie di intervento adottato sono:

- Riduzione delle carenze dei collegamenti (**S.01**);
- Miglioramento della resistenza meccanica (**S.03**).

Segue la relativa combinazione di interventi atta a migliorare il comportamento della sottostruttura:

STRATEGIE E RELATIVI INTERVENTI PROPOSTI	CODICE
Riduzione delle carenze dei collegamenti	S.01
Catene singole o binate, in barre d'acciaio zincato o inossidabile o piatti in acciaio normale con possibilità di riportare in tensione la catena con capichave tradizionali a vista (bolzone rettilineo o altra forma) o piastre in ghisa o acciaio con nervature; Tiranti nello spessore del muro con barre metalliche o cavi in acciaio con foro iniettato con malte antiritiro.	I.01
Cordoli di sommità: con profili in acciaio ancorati con perforazioni armate verticali alla muratura; in cemento armato; in muratura armata con calcestruzzo e acciaio; in mattoni e FRP.	I.04
Miglioramento della resistenza meccanica	S.03
Consolidamento o inserimento di architravi in cemento o acciaio	I.08
Iniezioni di malta con miscele a base di calci idrauliche di origine calcarea o marnosa e pozzolane con l'aggiunta di leganti idonei con l'assenza di quelli a base di cemento	I.10
Intonaco armato con rete elettrosaldata	I.11
Rinforzo con materiali compositi (fibre rinforzate).	I.12

6.11.2 - LA PROGETTAZIONE DEL GIUNTO ANTISISMICO

Definite le possibili linee guida per il miglioramento del comportamento antisismico del complesso architettonico, è opportuno soffermarsi sull'ipotesi di scissione del modello iniziale in due sottomodelli differenti dal punto di vista materico, strutturale e di risposta nei confronti di sollecitazioni di carattere sismico. Infatti, come già precedentemente descritto nell'analisi storica, il Municipio di Palagiano è costituito da due strutture, una risalente al 1800 circa, struttura originaria, e l'altra, costituente l'ampliamento, realizzata intorno al 1924, le quali presentano sistemi costruttivi differenti ovvero la struttura storicamente più datata, costituita da un sistema in muratura portante e volte, la struttura più recente di tipo misto, in muratura portante e orizzontamenti in soletta piena di calcestruzzo a piano primo e latero - cemento a piano secondo.

Nell'ipotesi, più che fondata, che le due strutture siano semplicemente accostate l'una all'altra, sorge la necessità di osservare il comportamento delle stesse sotto azione sismica, evitando che, a causa del differente modo di vibrare delle stesse, in eventuale contro fase, le stesse possano danneggiarsi, martellandosi l'un l'altra.

Studiato, quindi, il comportamento delle strutture simicamente caricate, si procederà con il dimensionamento del giunto e con lo studio della soluzione tecnologicamente più adatta a limitare i danni prodotti dall'eventuale martellamento dei corpi di fabbrica.

Le NTC del 2008, al § 7.2.2 "Distanza tra costruzioni contigue", specificano che la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$.

Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in $1/100$ dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S/0,5g$.

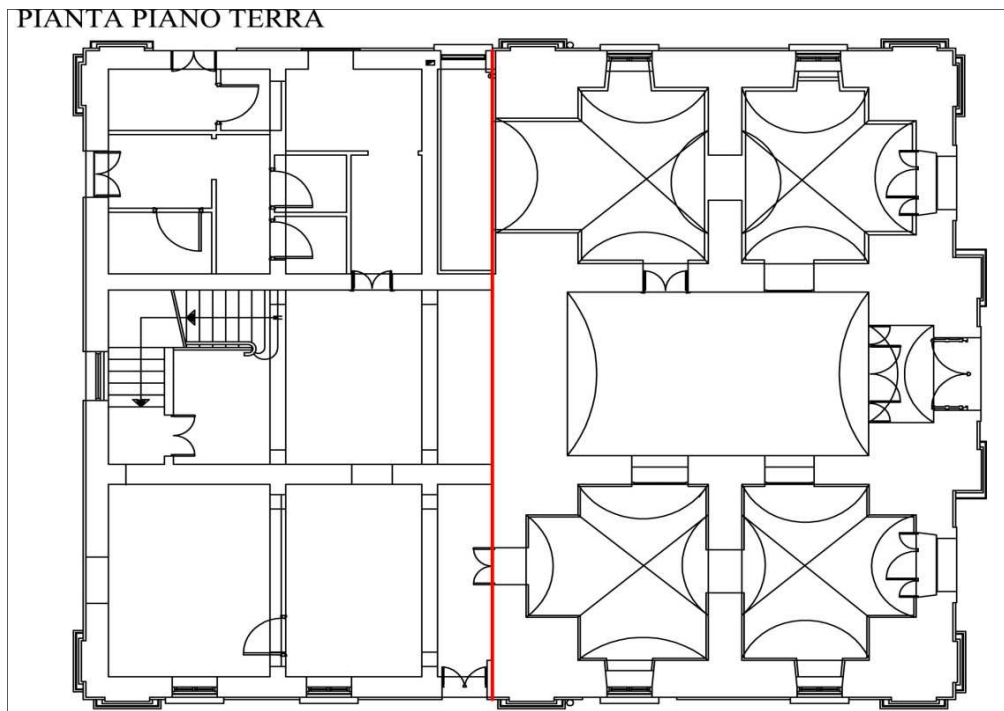


Figura 00: Posizionamento giunto tecnico in pianta

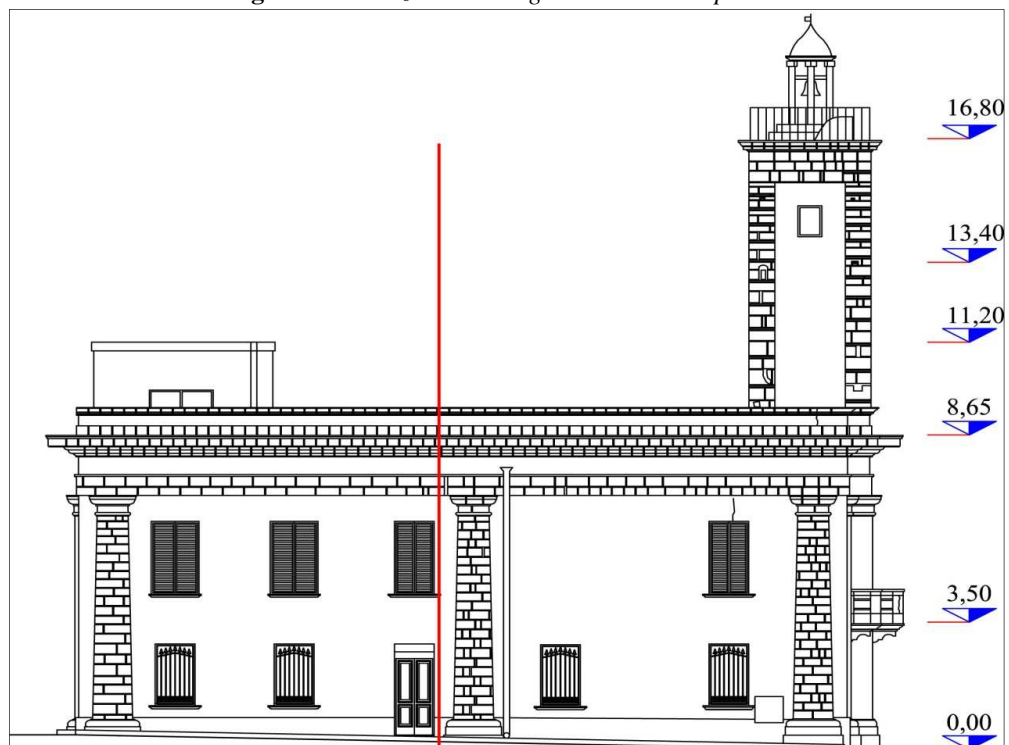


Figura 6.76: Posizionamento giunto tecnico in prospetto

Si è proceduto, quindi, prima con il calcolo della ipotetica distanza minima da normativa tra i due edifici contigui, considerando il valore massimo massima tra i risultati delle due modalità di calcolo:

$$D = \max \left\{ \frac{1}{100} H \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5 \cdot g}; |S_1| + |S_2| \right\}$$

Calcolo distanza minima tra costruzioni contigue secondo NTC 2008:

$$d_{min} = \frac{1}{100} H \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5 \cdot g} \quad \text{con} \quad \frac{a_g \cdot S}{0,5 \cdot g} \leq 1$$

a_g SLV [g]	$S = S_s + S_t$	$\alpha = a_g \cdot S / 0,5g$	H [m]	$d = \alpha \cdot H / 100$ [m]
1,89	2,20	0,85	8,65	0,07

Secondo il calcolo da normativa la distanza minima sarà pari a $d_{min} = 7\text{cm}$.

Successivamente si è proceduto a calcolo degli spostamenti S_A e S_B , afferenti ai modelli A e B, utilizzando i risultati dall'analisi statica non lineare eseguita sulle strutture:

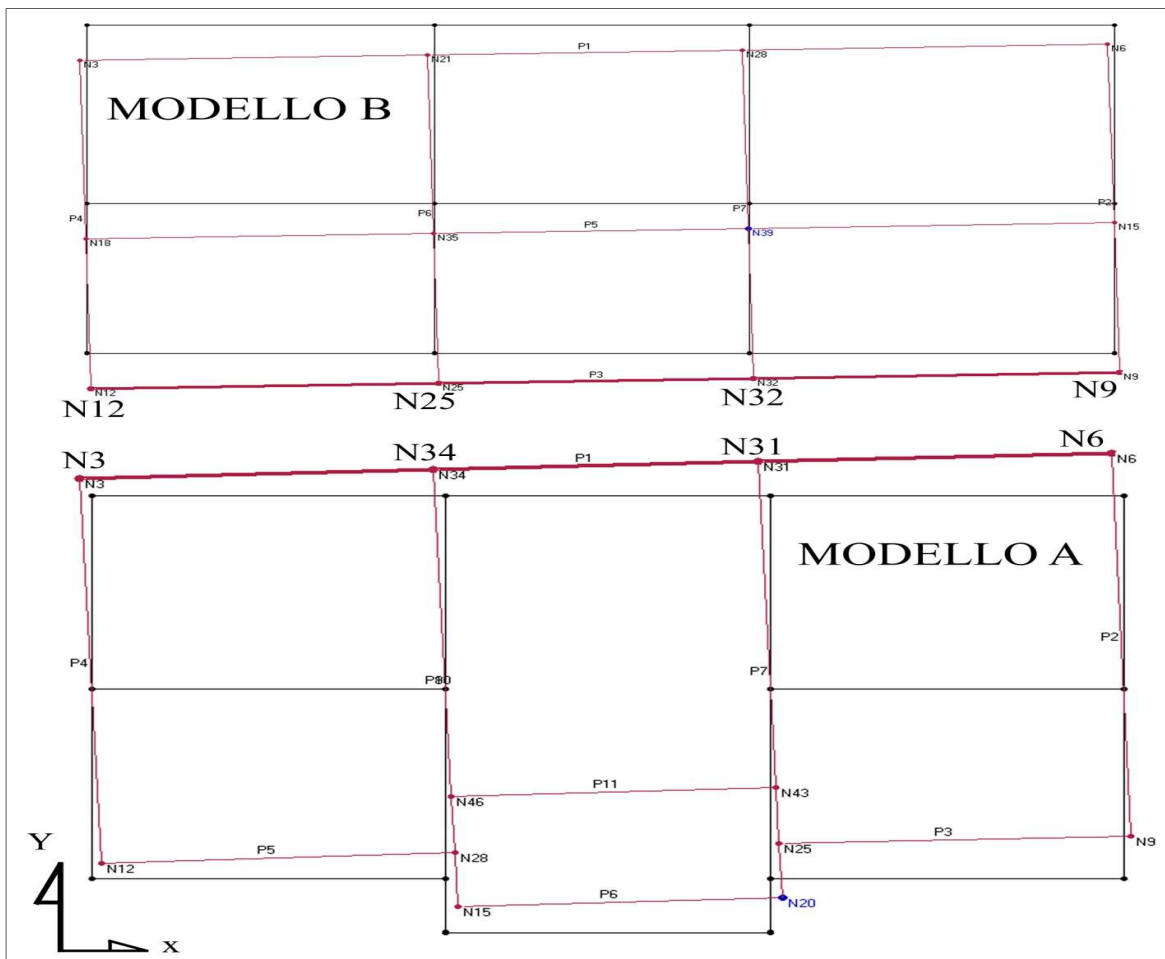


Figura 6.77: Analisi push – over, deformata dei modelli A e B sotto azione sismica applicata in direzione Y

Valutando gli spostamenti nodali all'ultimo passo di carico, si è considerato come valore di distanza minima la somma massima in valore assoluto nella medesima direzione di applicazione del carico sismico. Nella seguente tabella sono riepilogati gli spostamenti massimi ottenuti dalle 24 analisi statiche non lineari (push - over), relativi ai nodi di interfaccia tra i modelli A e B del secondo livello:

MODELLO A - struttura originaria -			
Nodo	Parete	a17 dir +Y	a24 dir -Y
		Uy [cm]	Uy [cm]
N3	P1 - P4	1,72	-4,17
N34	P1 - P8	2,65	-3,78
N31	P1 - P7	3,52	-3,35
N6	P1 - P2	4,35	-2,81
MODELLO B - ampliamento -			
Nodo	Parete	a18 dir +Y	a22 dir -Y
		Uy [cm]	Uy [cm]
N12	P3 - P4	1,74	-3,91
N25	P3 - P6	2,33	-3,32
N32	P3 - P7	2,86	2,79
N9	P3 - P2	3,47	-2,16

La dimensione del giunto relativa agli spostamenti dati dall'analisi è:

$$d_s = |S_{max}^A| + |S_{max}^B| = 8,26\text{cm} > 7\text{cm} \quad -\gg \quad D = 10\text{cm}$$

Essendo tale somma (8.26 cm) maggiore rispetto al valore di distanza minima tra fabbricati adiacenti (7 cm), precedentemente calcolato come da normativa, si ipotizza per evitare fenomeni di martellamento la realizzazione di un giunto tecnico di separazione dei modelli A e B pari a 10 cm.

Dimensionato il giunto, individuate le criticità legate alla realizzazione dello stesso, come proposto nelle tavole seguenti, sono state ipotizzate delle soluzioni tecnologiche atte a garantire il corretto funzionamento della struttura sia in fase di esercizio, che durante il verificarsi di un eventuale evento sismico nel sito di riferimento.

CONCLUSIONI

La valutazione sismica degli edifici in muratura, come ampiamente discusso nel presente lavoro di tesi, è una procedura complessa, legata a diversi fattori contestuali che non rendono possibile una risposta univoca in termini di risultati, poiché dettata dalla tipologia di modellazione strutturale adottata.

Inoltre, la frequenza con cui gli edifici in muratura di pregio storico ed architettonico sono sede di funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, rende necessario il raggiungimento di livelli di sicurezza nei confronti dell'azione sismica particolarmente elevati.

Solo di recente, l'introduzione dell'OPCM 3274 del 2003 ha determinato un deciso passo avanti verso l'attuazione di studi specifici sulla risposta sismica degli edifici in muratura, per la valutazione del rischio indotto dal sisma e per la formulazione degli interventi più idonei a consolidare le strutture esistenti.

Gli approcci basati unicamente sulle valutazioni statiche e l'analisi dell'equilibrio limite non hanno costituito una risposta soddisfacente al problema; pertanto, la maggior parte del patrimonio storico nazionale è stato in passato oggetto di indagini non adeguate al problema della risposta sismica, realizzando spesso interventi inefficienti ed in alcuni casi dannosi.

In questa tesi si è affrontato il caso di studio del Municipio di Palagiano, scegliendo come modello fisico matematico quello a telaio equivalente (codice di calcolo 3MURI), basato sulla formulazione non lineare di macroelementi rappresentativi delle caratteristiche dei pannelli in muratura (Frame by Macro Element).

Tramite l'applicazione di una metodologia basata su una sinergia tra analisi storico critica e analisi statica non lineare, è stato possibile valutare l'effettiva risposta globale e locale della struttura in relazione all'azione sismica di riferimento attesa per il sito considerato (Palagiano). A tale proposito sono state eseguite indagini non distruttive atte ad incrementare la conoscenza sia materica che tecnico costruttiva del fabbricato oggetto di studio, riducendo così il livello di incertezza nella definizione dello modello. Questo approccio permette, quindi, di migliorare fortemente il livello di conoscenza della struttura e di individuare le soluzioni più adeguate alle caratteristiche intrinseche dell'edificio. In questo modo è possibile ottenere interventi mirati limitati e che siano in grado di garantire

sia un elevato livello di sicurezza sia un adeguato livello di conservazione del manufatto nelle sue caratteristiche esistenti.

Inoltre, la metodologia di calcolo adottata, correlando i risultati derivanti dalle analisi statiche non lineari e dalle analisi cinematiche lineari, ha permesso, di valutare le capacità dinamiche della struttura in termini di vulnerabilità sismica. Attraverso le analisi svolte è stato possibile individuare le criticità relative ad ogni parete, i conseguenti punti di debolezza della struttura, definendo sia le strategie di intervento più opportune per il miglioramento della risposta sismica dell'edificio, che le combinazioni di intervento più idonee al perseguimento delle stesse. Infine, per l'assenza di efficaci connessioni tra le due strutture (originaria e ampliamento), si è deciso di studiare il diverso comportamento sotto azione sismica delle stesse. In particolare è stata proposta ed approfondita la soluzione che prevede l'inserimento di un giunto sismico, atto a scongiurare il fenomeno del martellamento. La soluzione proposta è stata sviluppata perseguendo il concetto di congruenza, ovvero attraverso la combinazione tra alternative tecnologiche e il rispetto delle caratteristiche architettoniche dell'esistente.

I risultati ottenuti consentono di definire eventuali sviluppi futuri, quali, uno studio più approfondito relativo al solo elemento torre, che costituisce l'elemento debole della struttura, focalizzando l'attenzione sulla modellazione degli interventi proposti; la modellazione degli interventi definiti, atti a valutare l'effettivo grado miglioramento sismico conseguito dalla struttura in termini di vulnerabilità sismica; confronto dei dati ottenuti, nel presente lavoro di tesi, con altre analisi derivanti dalla modellazione con metodo POR e agli Elementi Finiti.

APPENDICE A

APPENDICE A

LINEE GUIDA PER L'UTILIZZO DEL SOFTWARE 3MURI

La presente “guida” non mira in alcun modo a sostituire l’attuale guida di riferimento, ma si propone come linea guida ragionata per esplicitare ed aiutare a comprendere meglio i problemi riscontrati, le soluzioni apportate in fase di realizzazione del modello e di impostazione ed esecuzione dell’analisi, al fine di migliorare la comprensione non solo del software ma anche della presente tesi.

1 - Fase di input

Il software 3Muri gestisce gli oggetti strutturali, con cui è composto l’edificio da studiare, secondo segmenti che rappresentano l’asse di ogni pannello murario in pianta. I segmenti che compongono la pianta possono essere disegnati direttamente oppure rilucidando una pianta di riferimento, infatti l’ambiente di lavoro consente di importare un file dxf o dwg. Prima di essere importata la pianta dovrà possedere i seguenti requisiti:

- la pianta dovrà essere costituita esclusivamente da linee (non verranno riconosciuti retini, polilinee, immagini, blocchi...);
- le linee dovranno rappresentare l’asse dei pannelli murari e si dovranno individuare le intersezioni tra gli assi e i punti di inserimento delle aperture o eventuali variazioni significative di sezione (> 70 cm);
- posizionare l’origine del sistema di riferimento in uno dei vertici della pianta;
- definire i limiti dell’area grafica attorno alla pianta da importare;
- controllare l’unità di misura adottata (il programma 3muri lavora con l’unità di misura indicata nella finestra "*Unità e Formati*" alla voce geometria, il default è "cm") in modo da scalare correttamente il disegno prima dell’importazione o definire il fattore di scala da adottare durante l’importazione;
- salvare il file in formato dwg o dxf versione 2000.

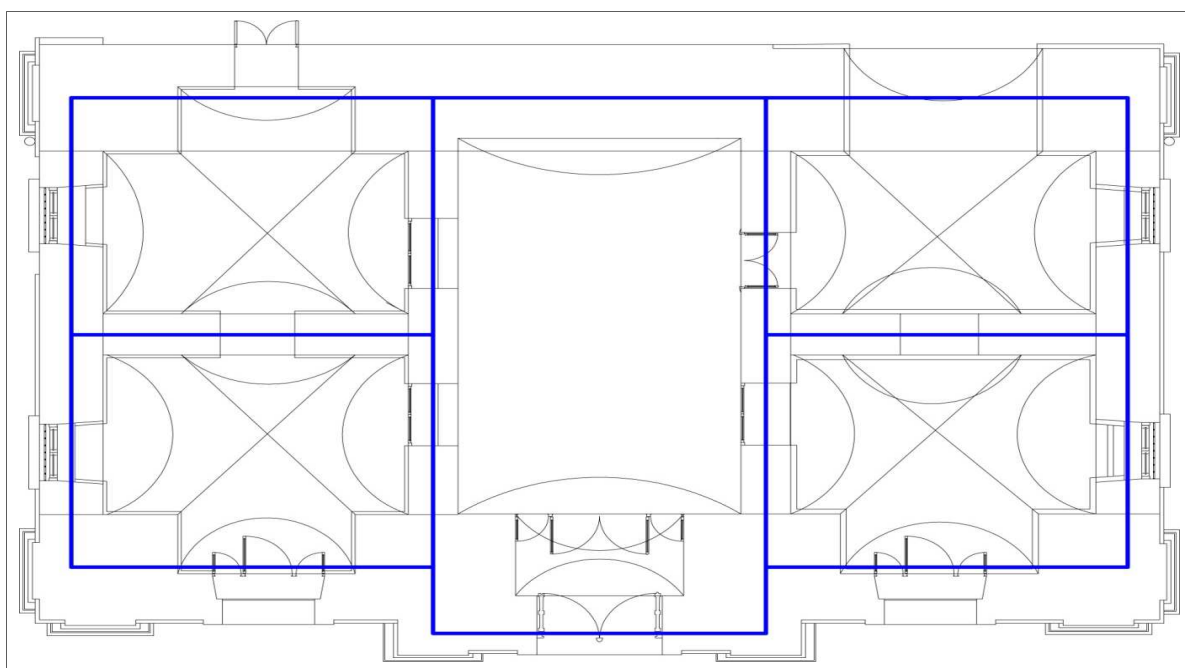
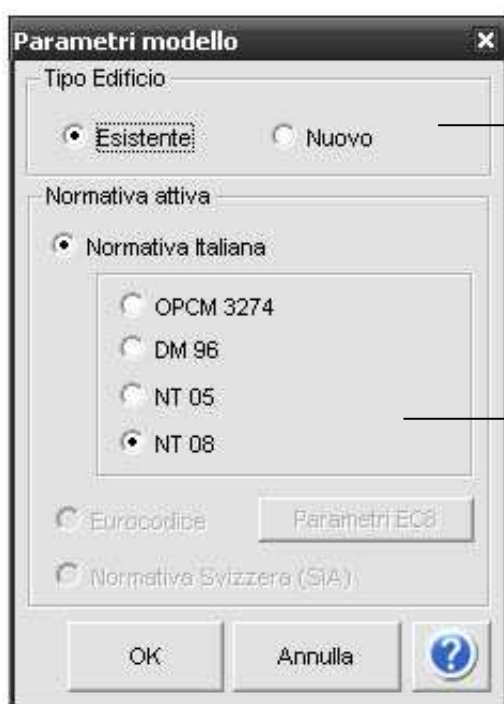


Figura 4.51: Pianta piano terra, individuazione degli assi dei pannelli per la creazione del supporto dxf.

Quando si crea un file nuovo viene visualizzata una finestra che permette di impostare i parametri del modello: tipo di edificio e normativa di riferimento come in figura.



In questo campo è possibile definire il tipo di edificio da modellare: esistente o nuovo.

è possibile scegliere la normativa con la quale eseguire il calcolo.

Questa finestra è richiamabile ed editabile in qualsiasi momento tramite il percorso: *impostazioni/parametri modello*.

Tipo di edificio:

- **Edificio Esistente:** Può contenere sia materiale esistente che nuovo.
- **Edificio Nuovo:** Può contenere solamente materiale nuovo

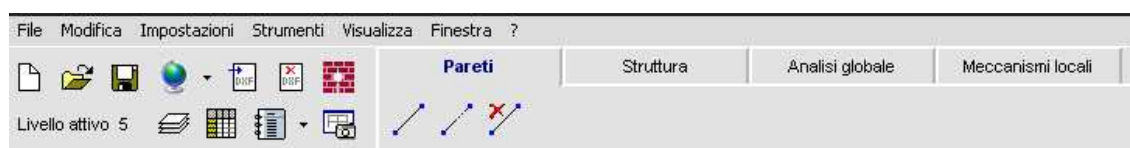
È possibile inoltre decidere i percorsi di gestione dei lavori creati con 3Muri tramite: *impostazione/percorsi*, ogni lavoro viene salvato nella cartella omonima che conterrà tutto il materiale relativo al singolo lavoro.

Selezionando *unità e formati* dal menu *impostazioni* è possibile configurare le unità (SI e/o anglosassoni) e i formati delle variabili usati in tutto il programma (numero di decimali usati per la visualizzazione o formato esponenziale). Si possono usare impostazioni predefinite, o creare e salvare le proprie impostazioni personalizzate.

L'area grafica è suddivisa in quattro macroaree grafiche o finestre:

- **Pareti:** area grafica dedicata all'introduzione della geometria;
- **Struttura:** area grafica dedicata alla definizione degli oggetti strutturali;
- **Analisi:** area grafica dedicata alla definizione del telaio equivalente e al calcolo;
- **Meccanismi locali:** area dedicata alla verifica dei meccanismi locali;

L'area grafica **Pareti** è composta dalla seguente barra principale:



Le palette dei comandi sono così suddivise:



(1)

- Importa dxf/dwg: consente di importare un file dxf o dwg;
- elimina dxf/dwg: rimuove il file importato;
- help center: questo comando consente di:

Richiedere Assistenza tecnica

Cliccando sul pulsante dedicato si accede all'area personalizzata nella quale è possibile compilare il form di richiesta di assistenza tecnica. I dati del cliente e del software dal quale è stata effettuata la richiesta di assistenza sono compilati in modo automatico, al cliente non resta che descrivere brevemente il suo quesito. La richiesta arriverà direttamente all'ufficio tecnico in modo da rendere il servizio agile e tempestivo. In ogni momento il cliente può accedere all'area personale e verificare le

richieste di assistenza già inoltrate con le relative risposte. Un utile promemoria che si configura come un servizio di FAQ personalizzato.

Verificare gli aggiornamenti disponibili con il servizio di verifica degli aggiornamenti tenere aggiornato il software diventa semplice ed intuitivo. Accedendo all'area personale attraverso il pulsante dedicato si visualizzano solo gli aggiornamenti previsti per il software da cui è stata lanciata la richiesta. Il cliente deve solo decidere quando scaricare gli aggiornamenti.

Tutte le novità sui software S.T.A. DATA, il programma dei corsi organizzati on line e sul territorio e i video dei corsi svolti.



- zoom: gestisce la visualizzazione dell'area grafica;
- ridisegna: permette di rigenerare il disegno in caso di errori di visualizzazioni;



- Misura: consente di verificare la lunghezza dei segmenti;
- linea: queste icone permettono di inserire linee generiche, verticali, orizzontali o perpendicolari ad altri elementi, di supporto all'inserimento della struttura;
- cerchio: consente di inserire un cerchio per tre punti o un cerchio dato il centro e il raggio, di supporto all'inserimento della struttura;
- modifica: questi comandi permettono di modificare la grafica di supporto al disegno della struttura
- testo: questo comando consente di inserire sul disegno delle caselle di testo e le quote relative alla struttura.



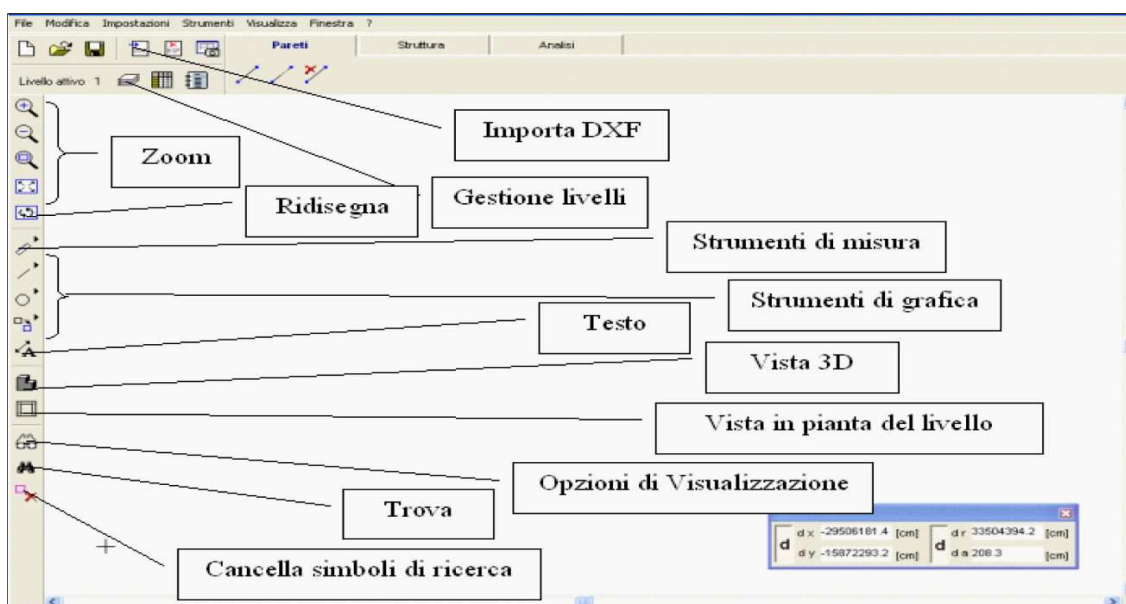
- vista 3D: consente di visualizzare il modello in una finestra 3D;
- vista pianta del livello: visualizza la pianta del livello attivo, con gli elementi strutturali disegnati;

- opzioni di visualizzazione. Consente di visualizzare gli elementi di supporto grafico;
- individua oggetti: trova e indica gli oggetti attraverso il numero identificativo;
- cancella simboli: elimina i simboli di aiuto alla ricerca oggetti.



In alto a sinistra viene mostrato il livello attivo, seguito dal comando gestione livelli con cui è possibile editare i parametri relativi ad un livello (altezza e quota), oppure duplicare, eliminare e creare un nuovo livello. Segue il comando tabella elementi che riassume i materiali, i rinforzi, i carichi e i vincoli presenti nel modello. In fine i comandi relazione, con cui è possibile personalizzare la relazione di calcolo e salva immagine che permette di salvare gli screenshot dei livelli.

Si propone ora una vista riassuntiva di quanto detto fin ora:



Vista riepilogativa dei comandi principali

Definizione delle pareti:



Questi tre comandi:

- inserisci parete
- estendi/accorcia parete
- cancella parete

sono relativi all'inserimento degli assi dei pannelli murari, una volta importato il file dxf cominciamo a definire le pareti col comando *inserisci parete* e terminiamo il comando con il tasto destro:

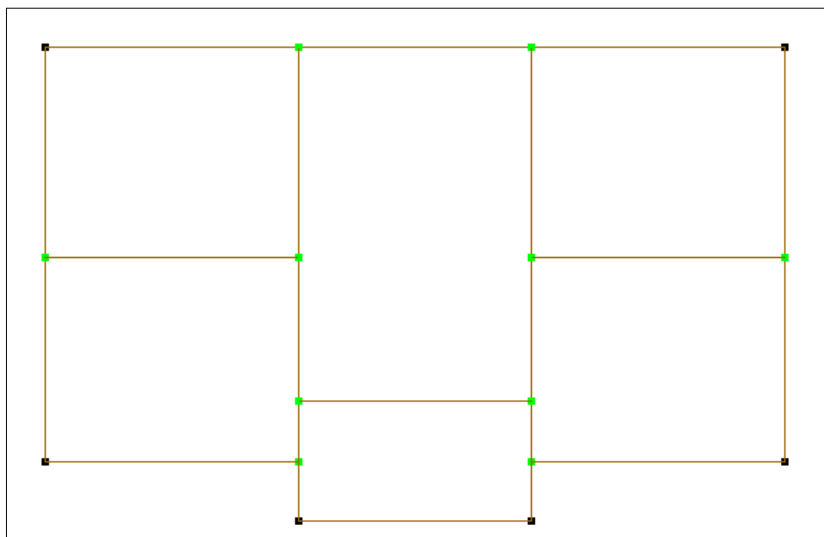
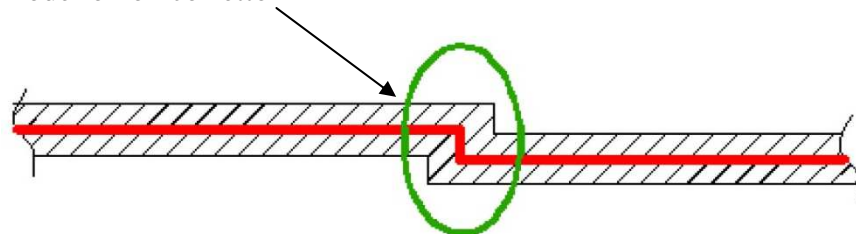


Figura 2: pianta definizione delle pareti.

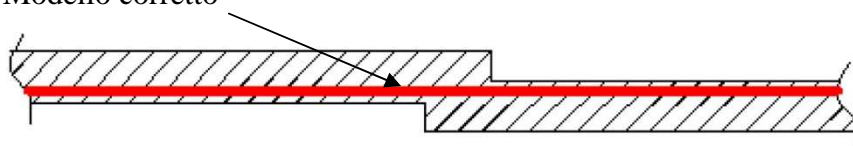
Le linee che rappresentano le pareti sono la base per la definizione di pannelli murari, travi, catene e pilastri. La parete rappresenta la sintesi, tratta dal disegno architettonico, della struttura da modellare sia sul piano orizzontale che verticale. Per sintesi si intende che è necessario cogliere gli aspetti resistenti principali della struttura, semplificando, se è il caso, lo schema da introdurre graficamente. Nell'immagine precedente si vede come le pareti possano sintetizzare un insieme di muri rappresentandoli con il loro asse.

Seguire rigidamente l'asse delle murature può comportare il formarsi di piccoli tratti di parete poco significativi che forvierebbero la natura del calcolo. Di seguito un esempio che riguarda il tracciamento dell'asse delle pareti.

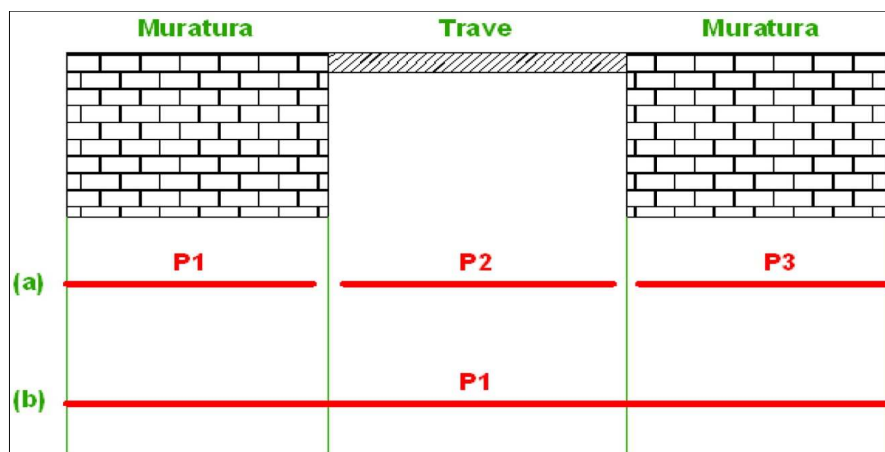
Modello non corretto



Modello corretto



Mentre quando la distanza in direzione ortogonale all'asse di due elementi contigui ma di spessore diverso sia superiore ai 70 cm, sarà necessario introdurre un nodo in corrispondenza dell'intersezione. Nel caso in cui sul medesimo allineamento vi siano presenti differenti materiali o elementi strutturali non si dovranno definire pareti distinte:



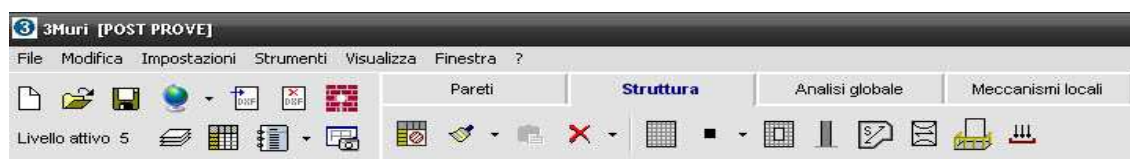
Sebbene gli elementi strutturali presenti sul medesimo allineamento siano differenti la parete inserita deve rimanere unica come nel caso (b).

Una volta inserite tutte le pareti è importante effettuare un controllo visivo dei nodi in base al colore, infatti osservando la pianta si nota che i nodi estremi di ogni parete assumono colorazione diversa in base alla loro connessione:

- nero: nodo in cui incidono estremi di due o più pareti;
- verde: nodo formato dall'estremo di una parete con un punto intermedio di un'altra parete;
- giallo: nodo formato intersecando tra loro due pareti.

Per vedere correttamente il colore dei nodi è utile aggiornare la vista tramite il comando *ridisegna*.

Ambiente struttura

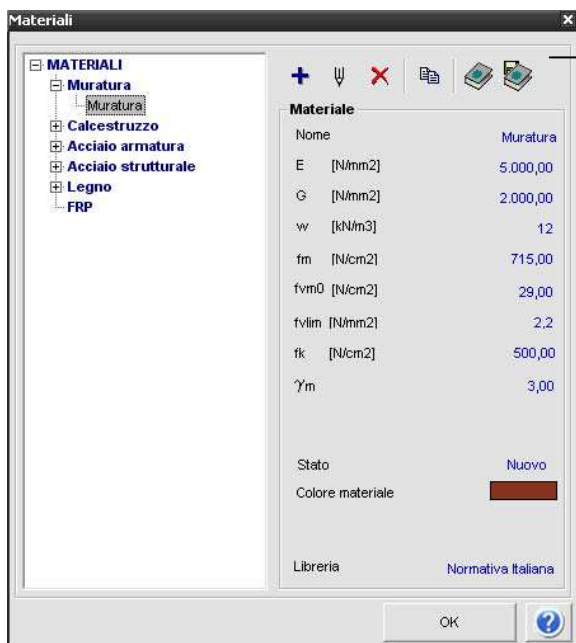


L'area grafica struttura è composta dai seguenti comandi:

- Materiali:



Consente di definire le caratteristiche dei materiali componenti il modello mediante la seguente finestra:



Questa finestra permette di creare nuovi materiali ed è dotata di una libreria di base, è possibile editare ed inserire nuovi parametri caratteristici, inoltre per ogni materiale è possibile visualizzare l'estratto dalla normativa di riferimento e settare il relativo livello di conoscenza che applicherà ai parametri resistenti il fattore di confidenza.

- Copia attributi:



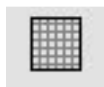
Permette di copiare, selezionando la categoria di elemento strutturale (pannelli, cordolo..), le proprietà di detto elemento e di assegnarle ad un altro.

- Cancella:

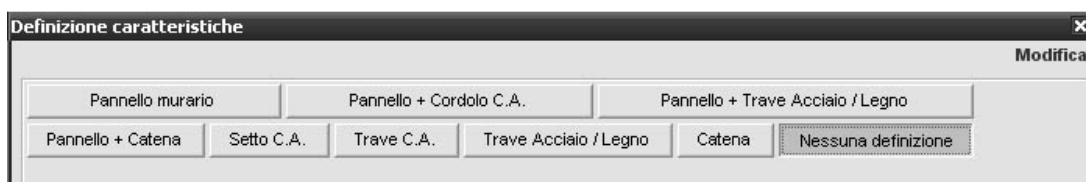


Consente di eliminare un elemento strutturale, selezionandolo col tasto sinistro e confermando col tasto destro. È anche possibile selezionare un qualunque oggetto posizionando sopra il puntatore e premendo il tasto destro, verrà visualizzato un menu di selezione con le opzioni modifica o elimina.

- Assegna attributi:



Attivando questo pulsante è possibile definire le caratteristiche degli elementi strutturali che possono essere assegnate a ciascuna parete. Premendo il pulsante cambia la forma del puntatore facendolo diventare puntatore di selezione. A questo punto possiamo selezionare i segmenti uno ad uno oppure tramite una finestra di selezione, col tasto destro si conferma la selezione e viene aperta la finestra di editing seguente:

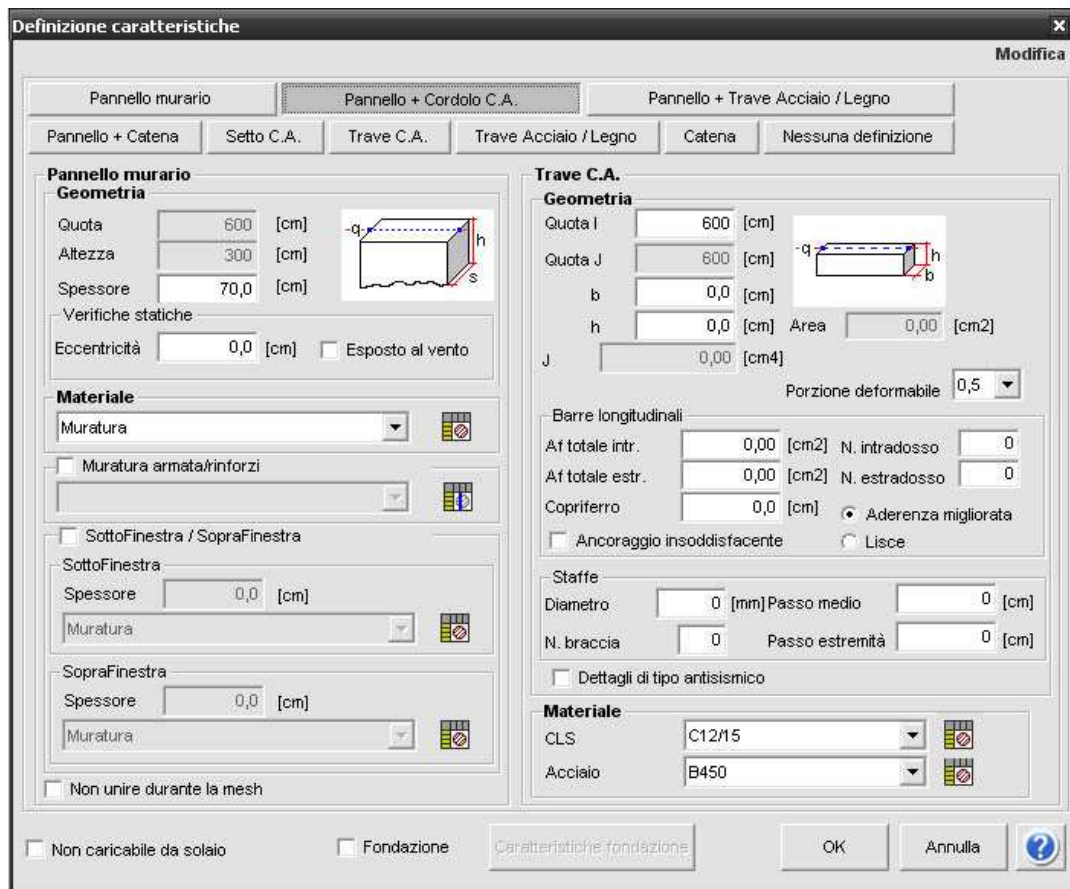


Tale finestra permette di assegnare la tipologia di parete secondo la seguente classificazione:

- Pannello murario (muratura);
- Pannello + cordolo C.A. (muratura + architrave o cordolo superiore);
- Pannello + trave in acciaio o legno;
- Pannello + catena (muratura + catena);
- Setto C.A.;
- Trave C.A./acciaio/legno;
- Catena.

Quanto elencato sopra costituisce l'insieme degli oggetti strutturali disponibili in 3Muri.

Ad esempio inseriamo una parete + cordolo:



La quota e l'altezza sono determinate automaticamente dai parametri inseriti per la definizione del livello, impostiamo lo spessore (70 cm), spuntiamo la casella esposto al vento se si tratta di una parete esterna e inseriamo l'eccentricità, questo parametro è essenziale e definisce l'eccentricità tra l'asse in pianta e l'asse del pannello (caso di restringimento della sezione in altezza o diverso spessore della parete allineata al filo esterno o interno), in questo caso stiamo settando i parametri relativi ad un pannello del piano terra il cui asse coincide col segmento riportato nell'area pareti. Nell'area materiale possiamo richiamare il materiale precedentemente definito, è possibile inoltre non unire tale parete nel calcolo della mesh e escluderla dal sostegno del solaio. Spuntando la casella fondazione, viene inserito un vincolo alla base (incastro), rappresentativo della sottostruttura, si attiva così la casella caratteristiche fondazione, con la quale è possibile settare altezza base e materiale della struttura fondale. Ai fini dell'analisi pushover sarà sufficiente spuntare la casella per inserire il vincolo che verrà poi definito nella mesh, dato che la fondazione non viene gestita dal programma

3Muri ma da Axis VM (programma di calcolo agli elementi finiti) e che la fondazione si progetta in campo elastico.

Per quanto riguarda la trave è possibile inserire una quota superiore, le dimensioni per la base e l'altezza della stessa, i parametri riguardanti le armature, la classe di cls e di acciaio.

- Nodo:

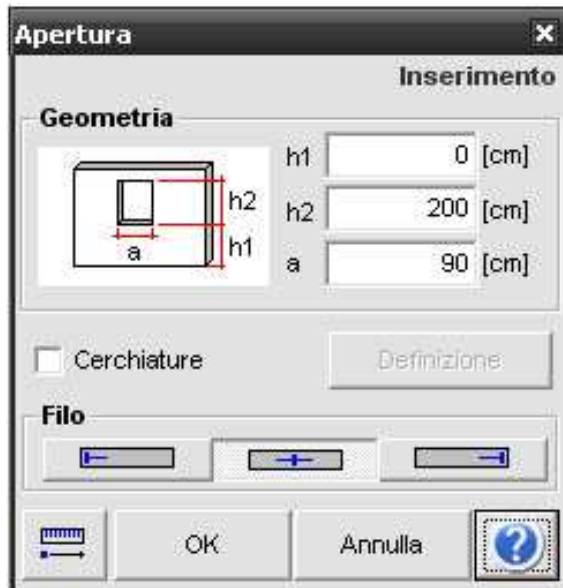


Questo comando permette di inserire ulteriori nodi, che serviranno per l'inserimento di pilastri o per dividere una parete che presenta diversi elementi contigui.

- Foro:



Per la definizione delle aperture, viene visualizzata la seguente finestra,



Con cui è possibile inserire l'altezza da terra ($h1$), l'altezza dell'apertura ($h2$), la larghezza (a) e spuntando la casella cerchiature è possibile passare alla definizione di queste ultime; una volta scelto il filo di inserimento posizioniamo l'apertura su una parete direttamente o tramite misura e concludiamo l'operazione col tasto destro.

- Pilastro:



Per l'inserimento di questo elemento strutturale è necessaria la definizione di un nodo.

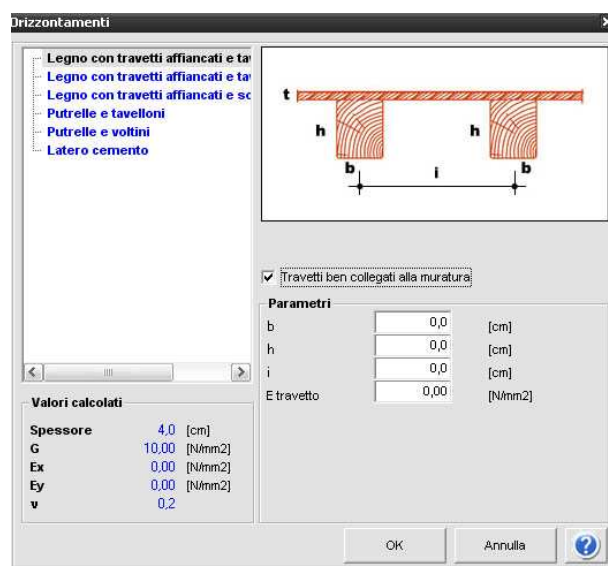
È possibile inserire un pilastro in c.a., muratura o acciaio/legno e definire i parametri caratteristici geometrici e meccanici.

- Solaio:



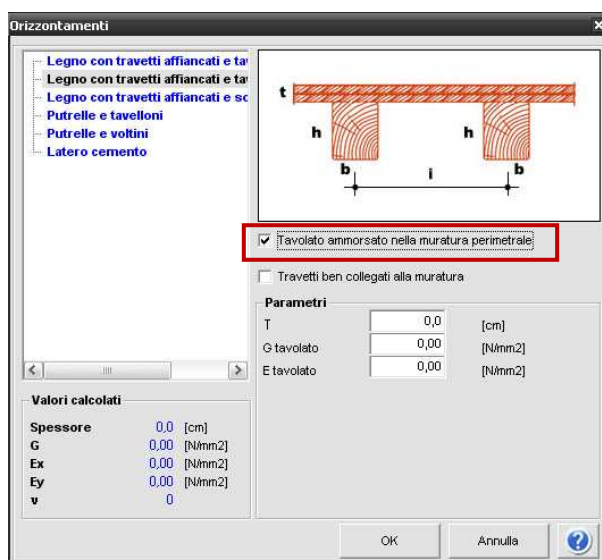
Le tipologie di solaio che si possono inserire sono le seguenti:

- solaio in legno con travi affiancate e tavolato semplice



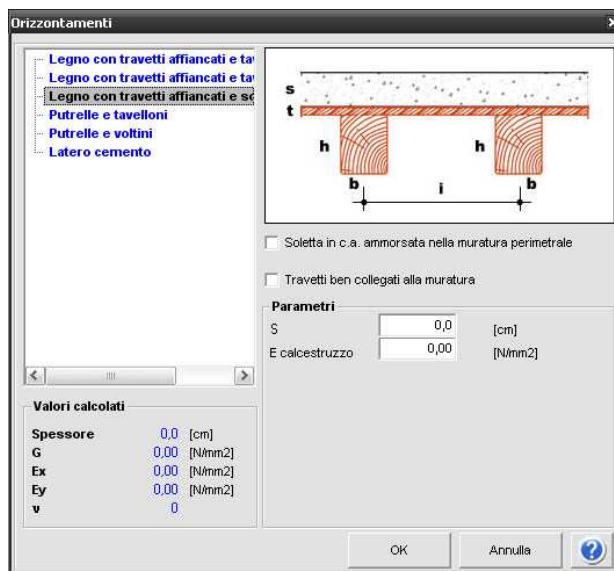
Con cui è possibile definire i parametri geometrici e meccanici, non spuntando invece la casella *travetti ben collegati*, la finestra non richiede alcun parametro in quanto il solaio non essendo collegato non parteciperà alla resistenza.

- Solaio in legno con travi affiancate e tavolato doppio



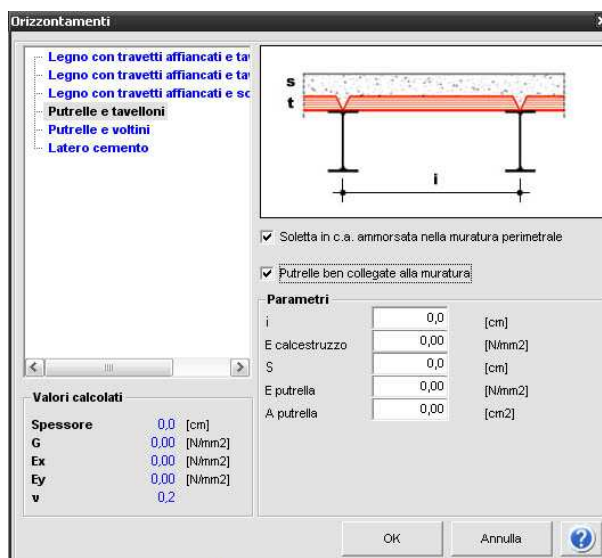
In questo caso il tavolato è doppio, e oltre ai parametri del precedente, compare la casella *tavolato ammorsato alla muratura*, spuntando quest'ultima compare il parametro E (modulo di elasticità) del tavolato, questo perché se il tavolato risulta ammorsato parteciperà attivamente trasferendo le sollecitazioni orizzontali alle pareti d'ambito secondo la propria rigidezza.

- Solaio in legno con travi affiancate e soletta in C.A.



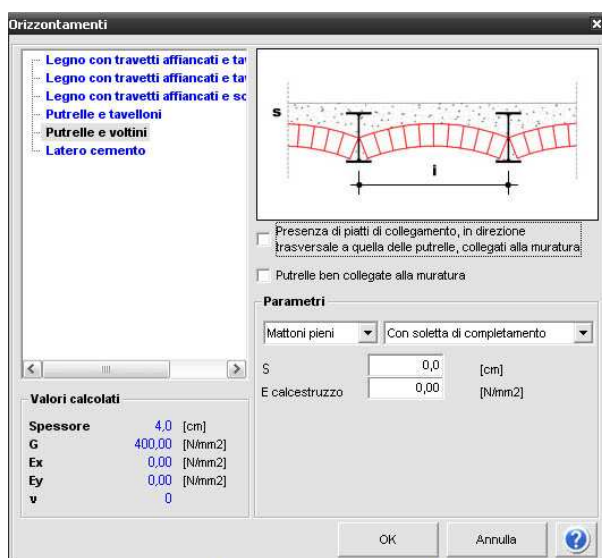
È questo l'esempio classico di un intervento di consolidamento, in cui per irrigidire il solaio viene introdotta una soletta armata, anche in questo caso possiamo definire l'ammorsamento della soletta.

- Putrelle e tavelloni



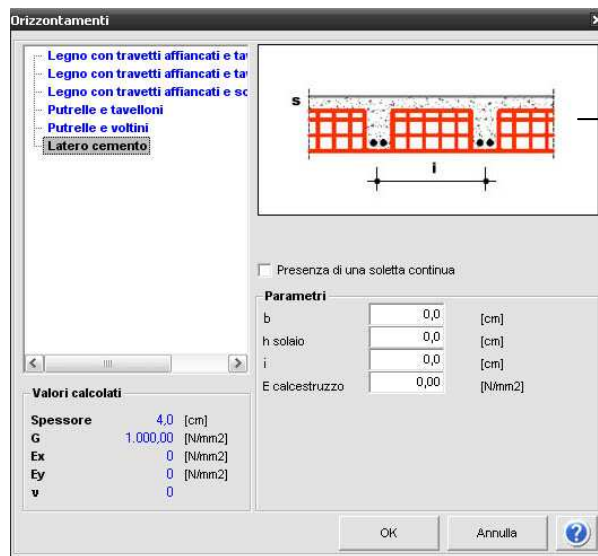
Anche in questo caso vengono richiesti i parametri geometrici e meccanici

- Putrelle e voltini



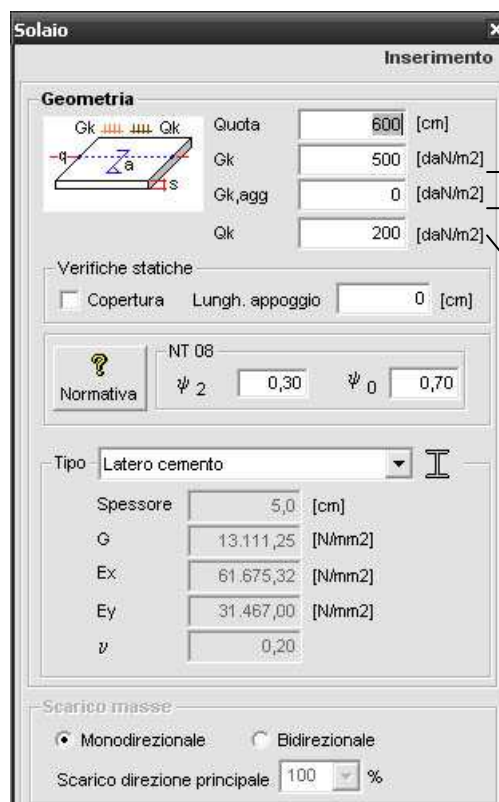
Questa tipologia, oltre ai soliti parametri caratteristici e di collegamento, consente di definire dei collegamenti trasversali tra le putrelle (piatti di collegamento) e il grado di ammorsamento alla parete; tipo di mattoni e soletta di completamento.

- Solaio in latero cemento



Questa è la tipologia di orizzontamento più attuale, con i relativi parametri geometrici e meccanici.

Una volta scelta la tipologia, e inseriti i parametri, il puntatore cambia forma e ci permette di disegnare il campo di solaio, selezionando i nodi di influenza, confermiamo col tasto destro e ci viene richiesto di definire il verso di tessitura selezionando una parete di influenza e scegliendo tra le opzioni di tessitura ortogonale o parallela. In seguito viene visualizzata la seguente finestra:



G_k (carico permanente strutturale G_1) viene calcolato automaticamente dal programma

$G_{k,agg}$ (carico permanente non strutturale)

Q_k (sovraccarico variabile q_k)

la quota del solaio è inserita direttamente dal programma, ma possiamo modificarla in caso di solai sfalsati su quote differenti. Infatti nel nostro modello al livello 3 è presente un torrino scale a quota 11 m e il solaio in legno della torre a quota 13,40 m, inserire 2 livelli uno a 11m e uno a 13,40 avrebbe diviso la parete della torre in due, inoltre siccome in fase di analisi le forze orizzontali vengono distribuite a ciascun livello, avremmo avuto un comportamento non reale della parete della torre. Questo problema è stato risolto inserendo un solo livello a quota 13,40 e abbassando in fase di inserimento il solaio del torrino a quota 11 m. gli altri parametri sono:

lunghezza di appoggio e casella *copertura* servono per la verifica statica; i coefficienti di combinazione dei carichi funzione della destinazione d'uso possono essere visualizzati con la casella *normativa*, che fornisce però il solo Ψ_2 , in quanto nella combinazione sismica compare il solo Ψ_{2j} . Il solaio dovrà essere definito su nodi di colore **blu**, che indica che è un nodo estremo di un oggetto definito, il solaio scaricherà direttamente sui nodi di definizione.

Si ricorda che la funzione dei solai è quella di trasmettere le forze sismiche orizzontali ai setti verticali, oltre ai carichi verticali permanenti e variabili. Considerare l'effettiva rigidezza dei solai permette di approssimare meglio il calcolo, ottenendo risultati più reali.

- Strumento volta

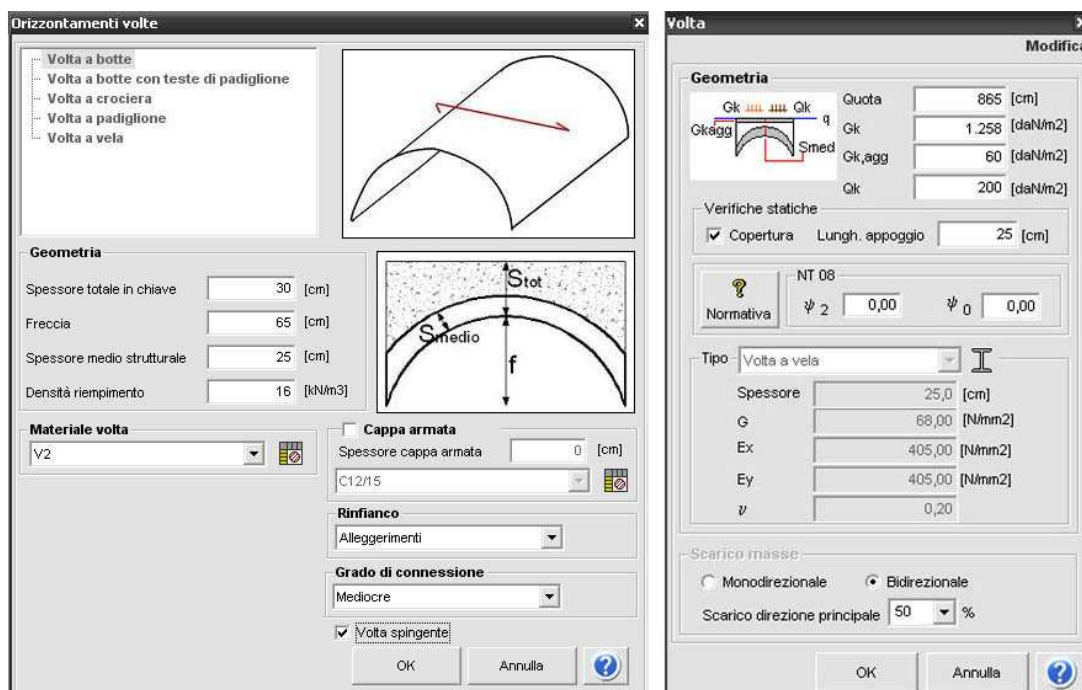


Le tipologie di volta contenute nel software sono:

- Volta a botte;
- Volta a botte con teste di padiglione;
- Volta a crociera;
- Volta a padiglione;
- Volta a vela.

Di seguito ci soffermeremo solo su quella a botte data la semplicità di inserimento, che riprende anche quella vista per i solai.

Volta a botte



tramite lo schema in finestra riportata a sinistra è facile inserire i parametri relativi alla geometria, la finestra ci permette di definire il materiale della volta, la densità del materiale di rinfiaccio, possiamo spuntare se la cappa è armata, scegliere il tipo di rinfiaccio, se in muratura, in frenelli o alleggerito, il grado di connessione della volta con la muratura e definire se la volta è spingente o sono presenti elementi che neutralizzano la spinta orizzontale, (in realtà le volte sono per loro natura, in assenza di catene, un sistema spingente, ma in caso di analisi pushover risulta ininfluente il loro contributo, in quanto l'analisi valuta il comportamento globale della struttura relativo alle azioni nel piano dei pannelli, ed inoltre le azioni vengono trasmesse dagli orizzontamenti agli elementi verticali resistenti). Inoltre sarà possibile modificare questi valori, selezionando col tasto destro l'oggetto interamente definito e cliccando l'icona *tipo* nella successiva finestra. Definito il campo della volta come per i solai (su nodi blu), viene visualizzata la finestra riportata a destra in fig. dopo la conferma col tasto destro, la quota di inserimento viene calcolata automaticamente, ma è possibile editarla, G_k (carico permanente strutturale G_1) viene calcolato in automatico tramite le caratteristiche geometriche e i pesi specifici di conci e riempimento precedentemente introdotti, $G_{k,agg}$ (carichi permanenti non strutturali G_2), Q_k (carico variabile), parametri per le verifiche statiche e i coefficienti di combinazione.

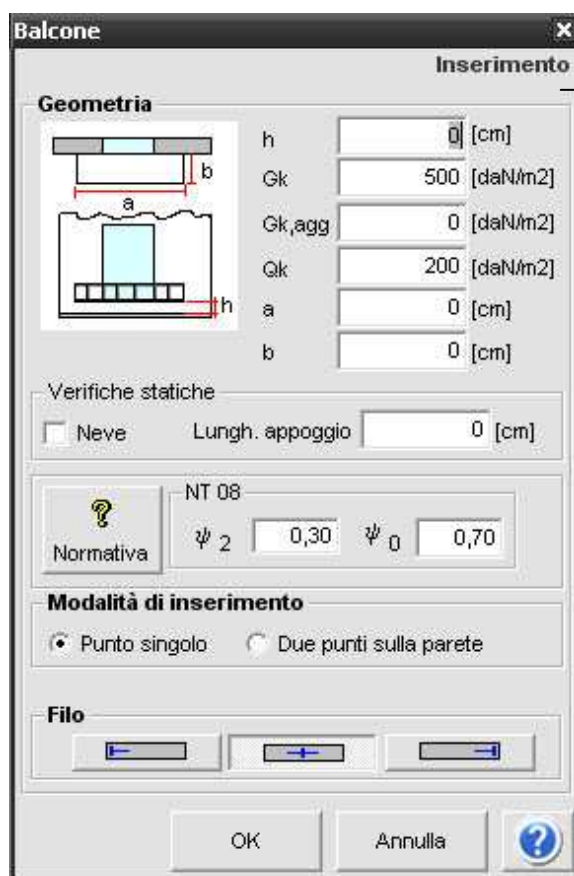
Inoltre è sempre possibile editare tali valori selezionando l'oggetto col tasto destro e selezionando modifica. Controlliamo in fine l'ultima parte della finestra riguardante lo scarico masse, perché come in questo caso non è corretto, in quanto una volta a botte scarica lungo una sola direzione, quindi spuntiamo monodimensionale, lo scarico diventerà 100% e diamo ok.

Come per i solai dobbiamo disegnare il campo della volta selezionando i nodi di influenza e controllando che questi siano di colore blu, confermiamo col tasto destro e ci viene chiesto di indicare la direzione di scarico, selezioniamo quindi una parete di influenza e scegliamo la direzione tra perpendicolare o parallela.

- Balcone



Con tale strumento è possibile inserire dei balconi:



Anche in questo caso viene visualizzata una finestra simile alle precedenti che permette di inserire dati geometrici, carichi e coefficienti di combinazione, per quanto riguarda l'inserimento di detto oggetto possiamo scegliere tra punto singolo (ad esempio l'asse di una finestra o parete) e due punti sulla parete.

- Carico



Tramite questo strumento possiamo inserire dei carichi esterni:



Sia concentrati che distribuiti, definiti secondo G_k , $G_{k,agg}$, Q_k . Possiamo inserire carichi:

concentrati sui solai;

concentrati sui muri;

distribuiti sui solai;

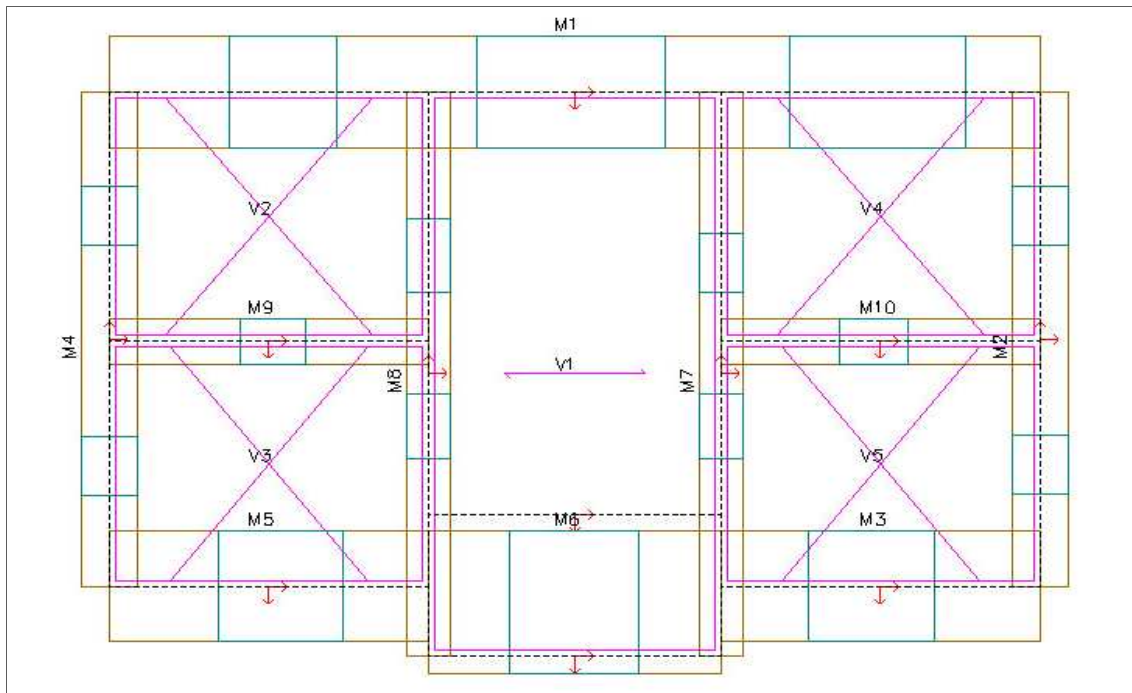
distribuiti sui muri;

distribuiti sui balconi.

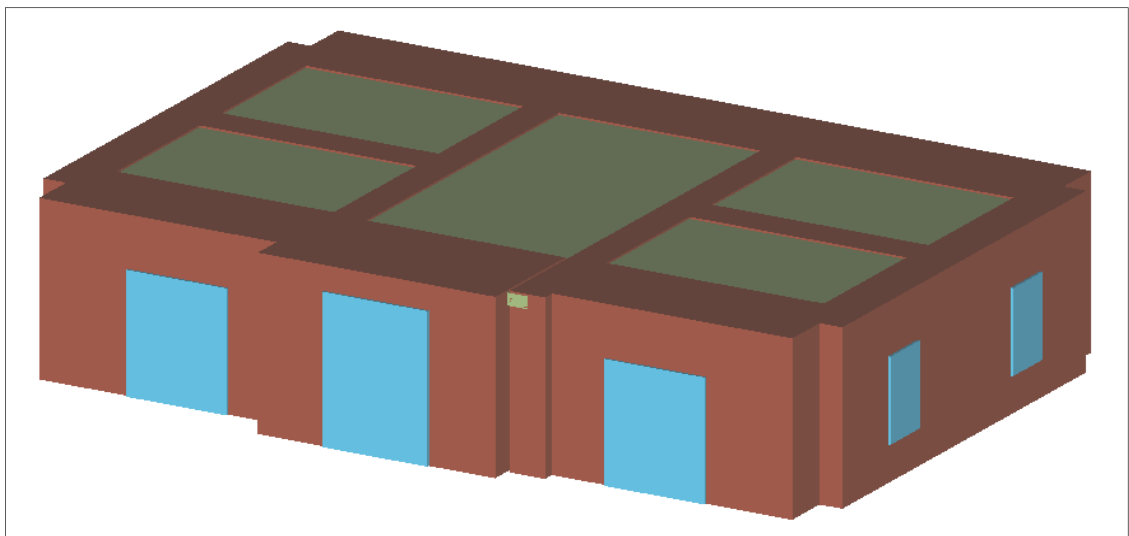
I carichi sono visibili solo in pianta, non nella finestra 3D.

È importante sapere che i carichi vengono introdotti direttamente sui solai, il peso proprio delle murature è calcolato in automatico mentre i carichi dei solai, suddivisi tra permanenti e variabili, sono ripartiti automaticamente sulle murature su cui appoggiano, secondo la loro reale disposizione, monodirezionale o bidirezionale.

Una volta definiti tutti gli oggetti, livello per livello avremo la situazione seguente e potremo passare alla fase di analisi, vengono di seguito mostrate le piante relative ai vari livelli e il modello nella finestra 3D.



Pianta del primo livello Modello A (quota 0,00 altezza 3,50 m), in cui si evidenziano le pareti(M), le aperture, le travi (T), i solai (i) e le volte (V) con i rispettivi numeri identificativi, verso di tessitura e sistema locale di riferimento.



Vista 3D del primo livello

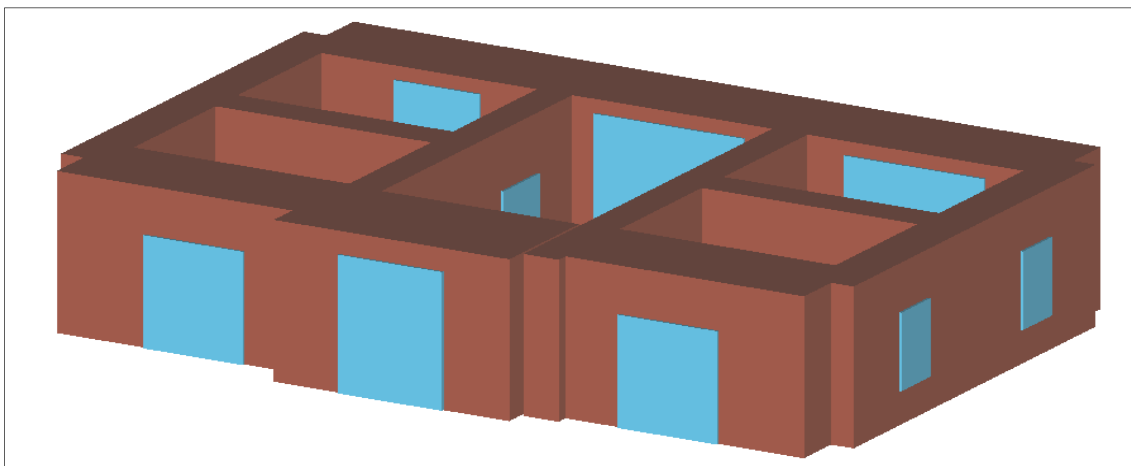
Nella finestra 3D è presente la seguente barra comandi:



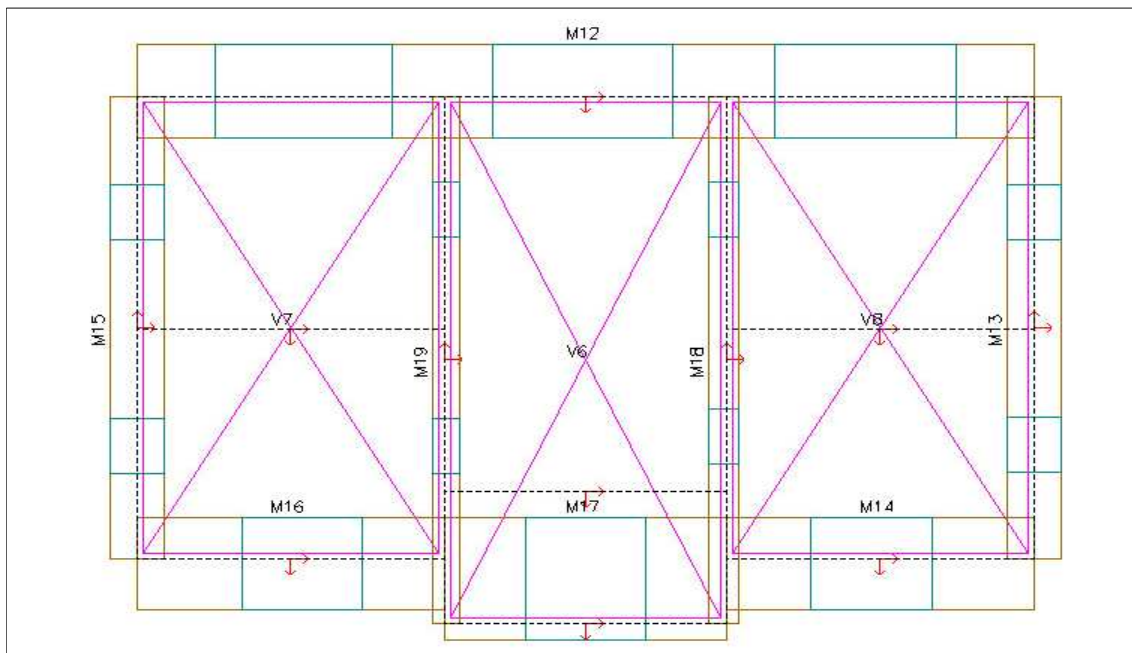
Che consente di visualizzare un solo livello o tutti e di nascondere o attivare i vari oggetti per tipologia :

- Pannelli
- Setti
- Travi
- Pilastrini
- Catene
- Solai
- Fondazioni

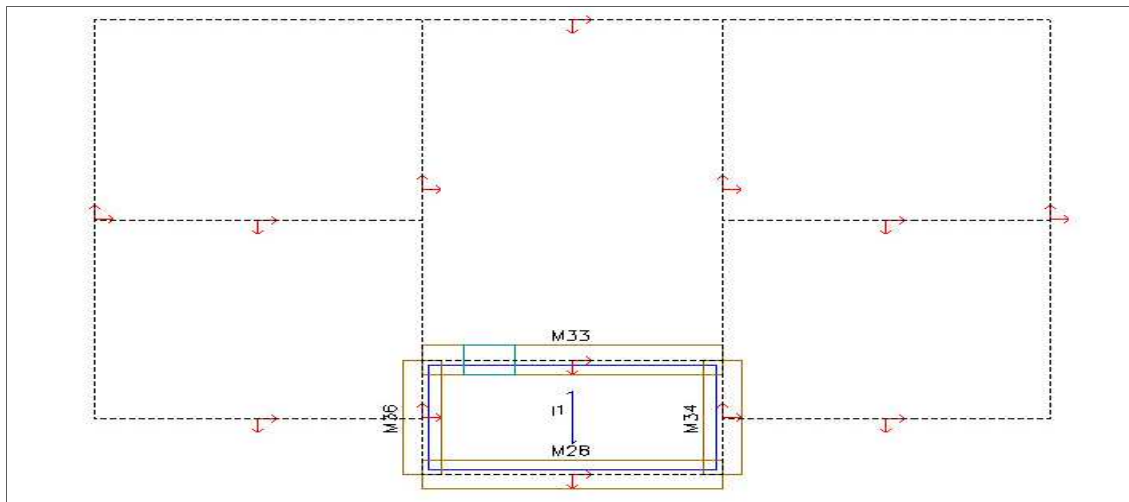
Ad esempio la figura seguente mostra il 3D del primo livello senza gli orizzontamenti:



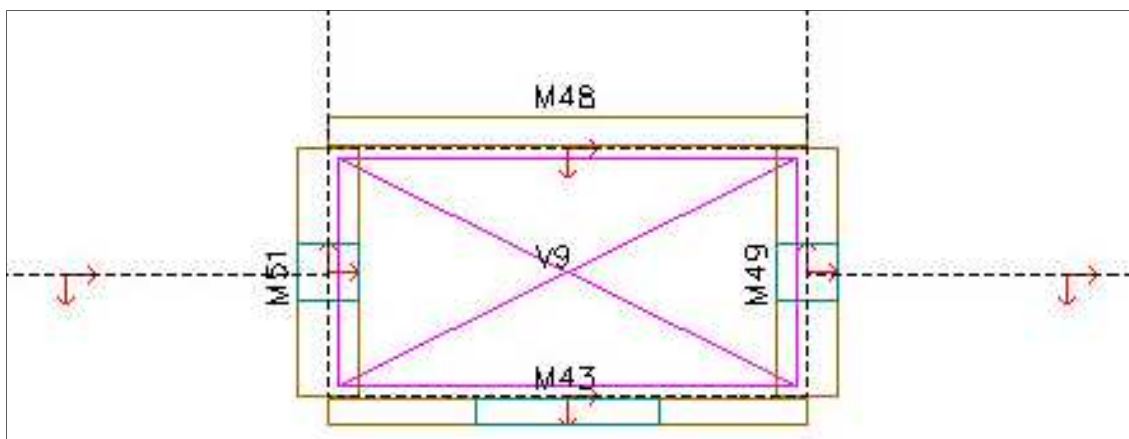
Vista 3D del primo livello senza orizzontamenti



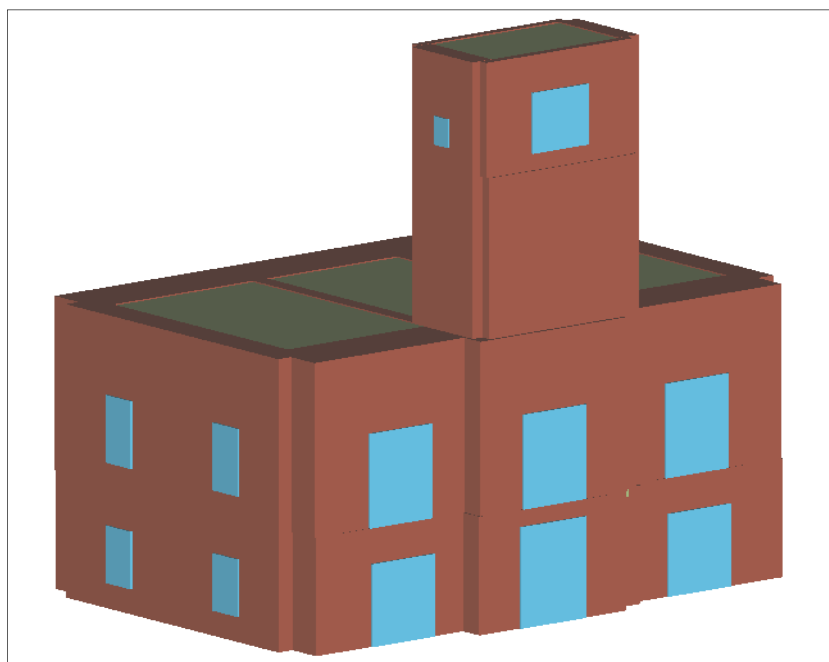
Pianta secondo livello quota 3,50 m; altezza 5,15 m



Pianta terzo livello quota 8,65 m; altezza 4,75 m



Pianta quarto livello quota 13,40 m; altezza 3,40 m



3D complessivo

2 – Fase di analisi

L'area grafica “analisi globale” è composta dai seguenti comandi:



Calcolo mesh modello:



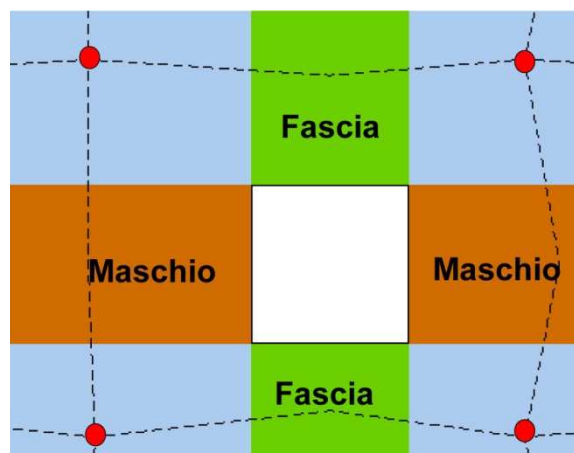
Con questo comando il solutore genera automaticamente il telaio equivalente (mesh) relativo a ciascuna parete, a partire dai dati geometrici e degli oggetti inseriti.

La mesh sarà composta da macroelementi (maschi e fasce), nodi rigidi e schematizzazioni relative a travi in c.a/acciaio, cordoli e catene.

Il macroelemento

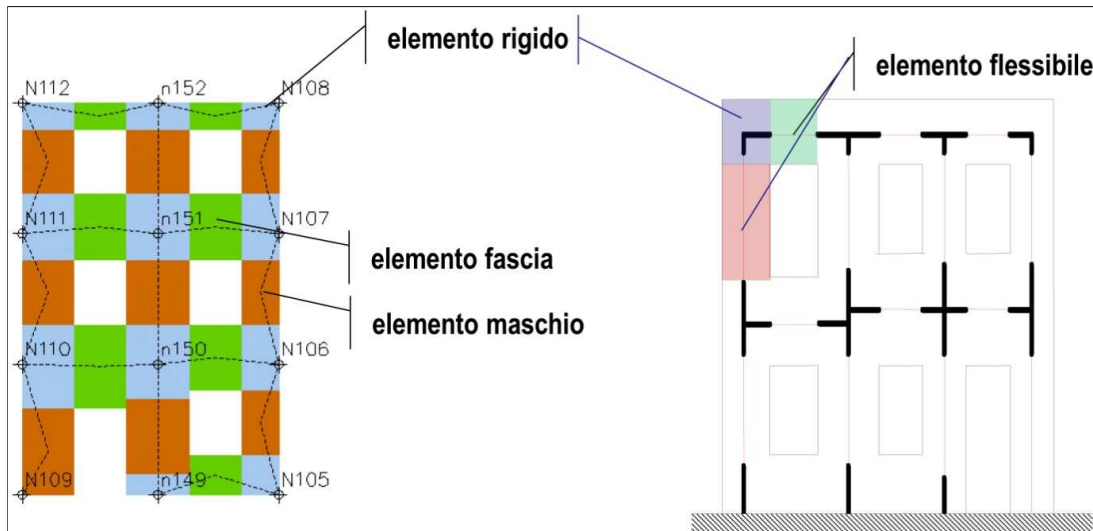
Il modello a telaio equivalente è costituito da macroelementi che collaborano tra di loro e che schematizzano le pareti murarie. Il modulo più semplice prevede la contiguità degli elementi fascia e maschio adiacenti all'apertura come rappresentato nella figura seguente.

Gli elementi non confinanti sono considerati infinitamente rigidi.

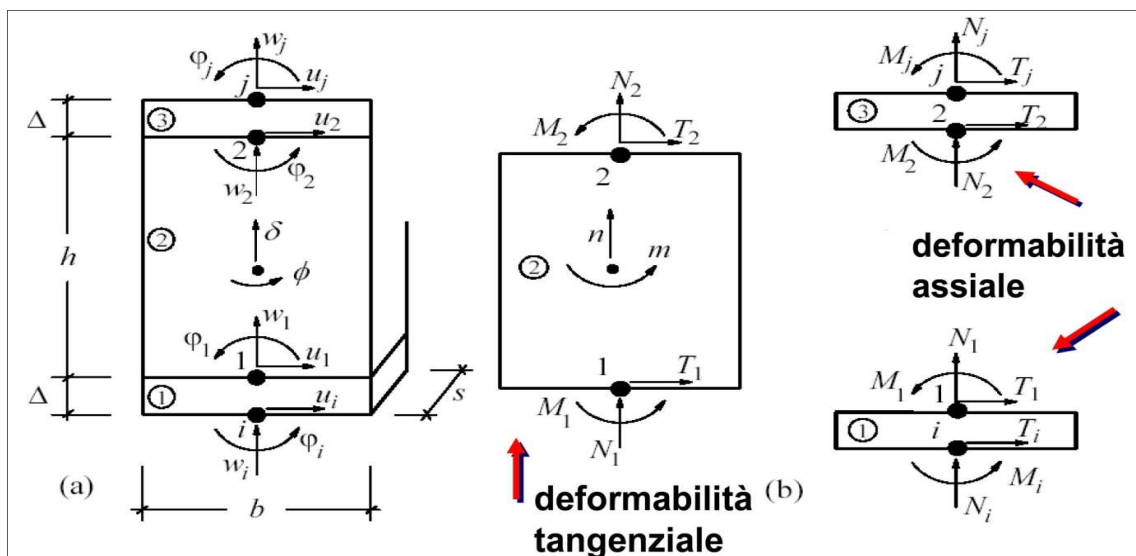


Come in una struttura in c.a. le travi e i pilastri confluiscono nei nodi, anche nel caso della modellazione a telaio equivalente i maschi murari (equivalenti ai pilastri) incontrano le fasce (equivalenti alle travi) nei nodi rigidi indicati in rosso. Per questo 3Muri è dotato di un vero e proprio “meshatore” che genera automaticamente il telaio equivalente.

La costruzione di un macroelemento, rappresentativo di un intero pannello murario, deve permettere la formulazione di equazioni d'equilibrio che coinvolgano un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie.



Si consideri un pannello di larghezza b e spessore s costituito di tre parti: la deformabilità assiale sia concentrata nei due elementi di estremità (1) e (3) di spessore infinitesimo Δ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, e la deformabilità tangenziale sia situata nel corpo centrale (2) di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico completo per il macroelemento deve, quindi, contemplare i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia 1 e 2 come nella seguente figura:



Il macroelemento a otto g.d.l. simula il comportamento dei pannelli murari (*maschi* e *fasce*) nell'ambito dell'approccio della modellazione delle pareti a telaio equivalente, e presenta le seguenti caratteristiche:

- Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- Comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo;
- Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo (δ_u) differenziato secondo quanto previsto dalle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello. Ad esempio per gli edifici esistenti le Ntc 2008 prevede:

$$\delta_u = \frac{\Delta}{h} = \begin{cases} 0,006 \rightarrow \text{rottura a pressoflessione} \\ 0,004 \rightarrow \text{rottura a taglio} \end{cases}$$

- Eliminazione dell'elemento, al raggiungimento dello s.l.u. senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento non-lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i seguenti criteri di resistenza:

- Pressoflessione

$$M_u = \frac{P_d \cdot l}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right)$$

- Taglio-scorrimento

$$V_t = d' \cdot t \cdot f_{vd}$$

- Taglio-fessurazione diagonale

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{med}}{1,5 \cdot f_{td}}}$$

Il drift ultimo viene calcolato considerando i contributi associati alla modalità di rottura corrispondente, considerando dunque gli spostamenti e le rotazioni corrispondenti alla porzione centrale (in cui si concentra la deformabilità a taglio):

$$\delta_{taglio} = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \varphi_e$$

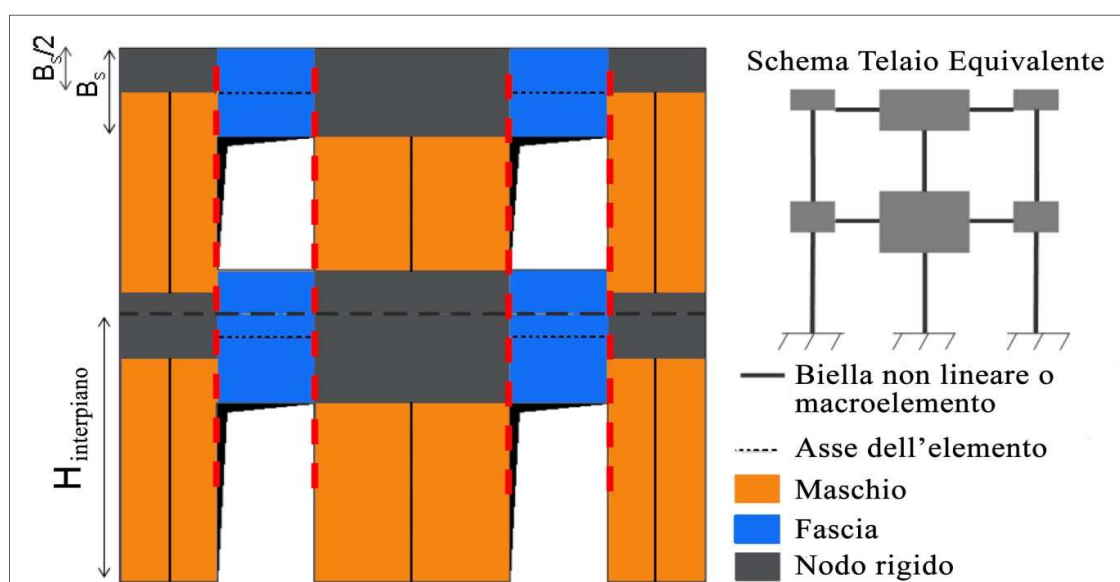
Ed alle porzioni di estremità (in cui si ha la pressoflessione):

$$\delta_{pressoflessione} = \frac{(\varphi_i + \varphi_j)}{2} + \varphi_e$$

Il superamento di tali limiti comporta la totale perdita di resistenza tagliante e flessionale del pannello, che conserva una esigua rigidità assiale e diviene per tanto una biella.

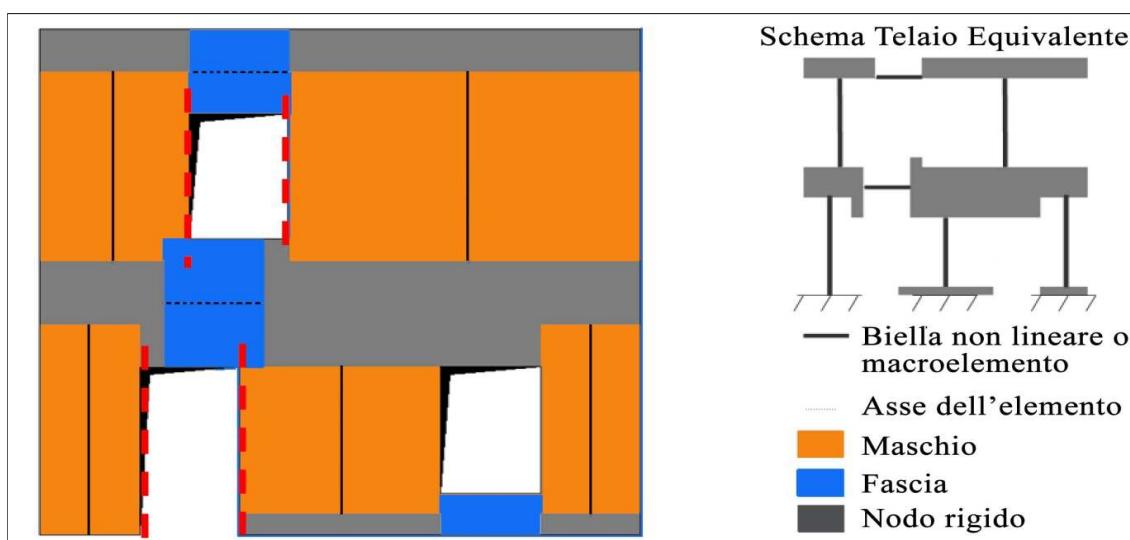
Creazione mesh

La creazione della mesh viene effettuata dal solutore dividendo la parete in esame in tratti orizzontali corrispondenti ai vari piani e nota la posizione delle aperture, vengono determinate le porzioni di parete corrispondenti a maschi e fasce, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamenti (che vengono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali), mentre le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali (di dimensioni finite), a cui sono connessi i macroelementi (questi ultimi trasmetteranno, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano), come illustrato nella seguente figura:



Grazie a questa suddivisione in nodi rigidi ed elementi, il modello della parete diviene del tutto assimilabile a quello di un telaio piano. Nel caso in cui le finestre non siano allineate

tra loro, come nel caso più generale di strutture non regolari, cioè in cui sono presenti piani non completi e sfalsati, le aperture non si ripetono con regolarità, i materiali non sono omogenei, le fondazioni sono a quote diverse, sono presenti strutture in c.a., acciaio, legno, ecc., il codice di calcolo 3Muri è in grado di costruire comunque un telaio in grado di cogliere gli aspetti caratterizzanti della struttura:



L'altezza del maschio viene determinata dal meshatore come media tra le altezze delle aperture che lo contornano (a destra e a sinistra), mentre per i maschi di estremità nella media verrà considerata l'altezza di interpiano (figura 3a); l'altezza delle fasce è immediata, mentre la base nel caso di non allineamento delle aperture verrà definita dall'intersezione tra i segmenti congiungenti gli spigoli delle aperture e l'asse orizzontale della fascia (figura 3b); i due elementi appena definiti vengono infine collegati ai nodi rigidi (porzioni indeformabili risultanti dalla definizione dei maschi e fasce), ottenendo così la schematizzazione della parete in esame a telaio equivalente (figura 3c).

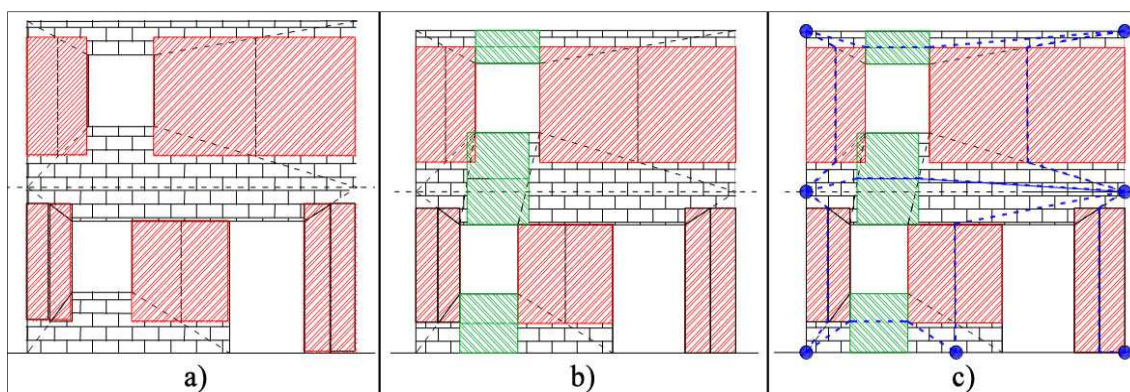
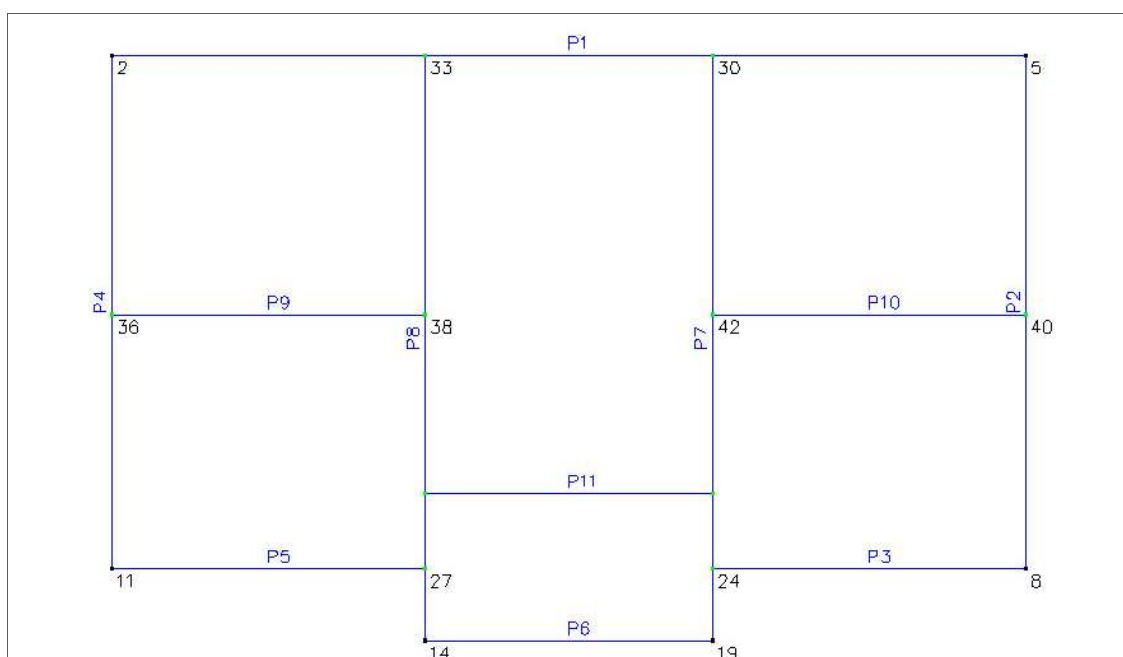


Figura 3: a) altezza di interpiano; b) determinazione base fasce; c) telaio equivalente.

Durante la modellazione della mesh apparirà la seguente immagine:



Una volta terminato il calcolo della mesh verrà visualizzata la pianta delle pareti, in cui le stesse vengono indicate dalla lettera P e numerate automaticamente (colore blu), e i nodi saranno identificati in pianta col solo numero (colore nero) come in fig.



Carica la parete selezionata



Questo strumento permette di visualizzare tutte le mesh generate in un'area grafica che si compone dei seguenti comandi:



Le mesh definite, vengono visualizzate una per volta, si riporta di seguito il risultato dell'elaborazione delle pareti:

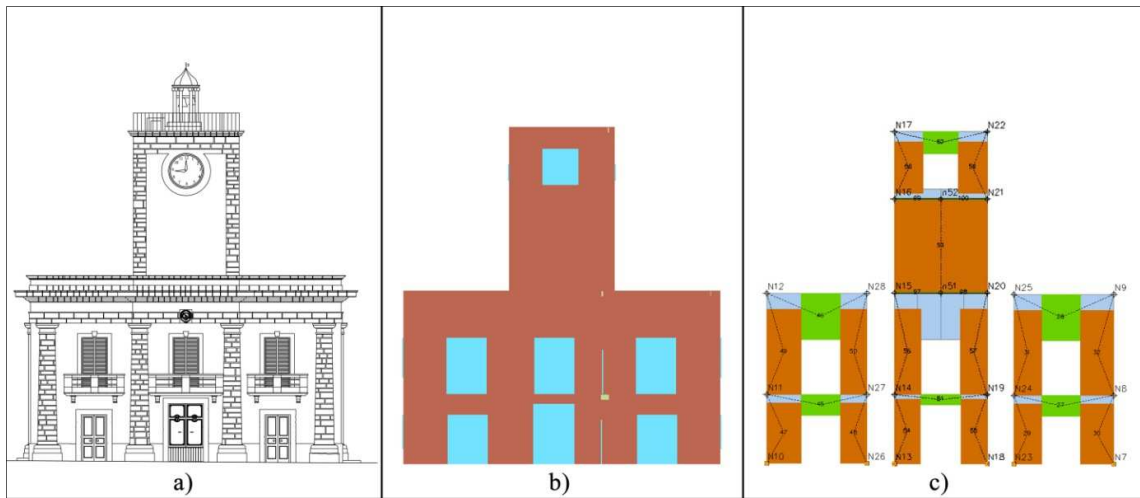


Figura 4: a) *prospetto cad*; b) *modello tridimensionale 3Muri*; c) *definizione mesh*.

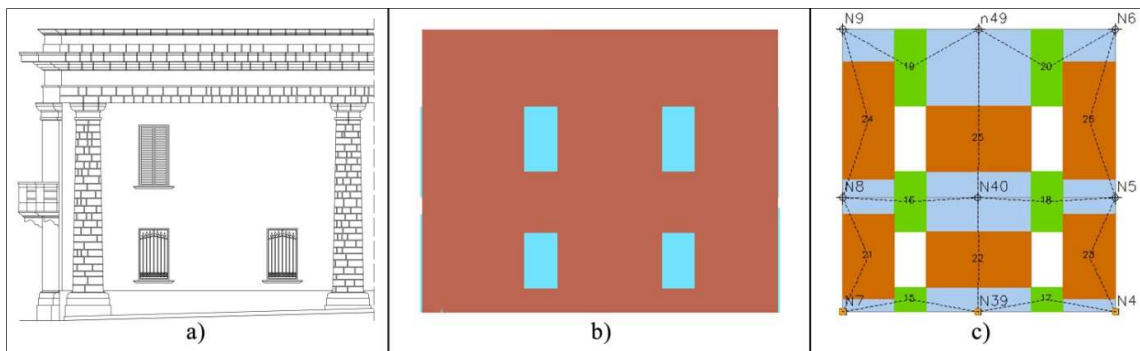


Figura 5: a) *prospetto cad*; b) *modello tridimensionale 3Muri*; c) *definizione mesh*.

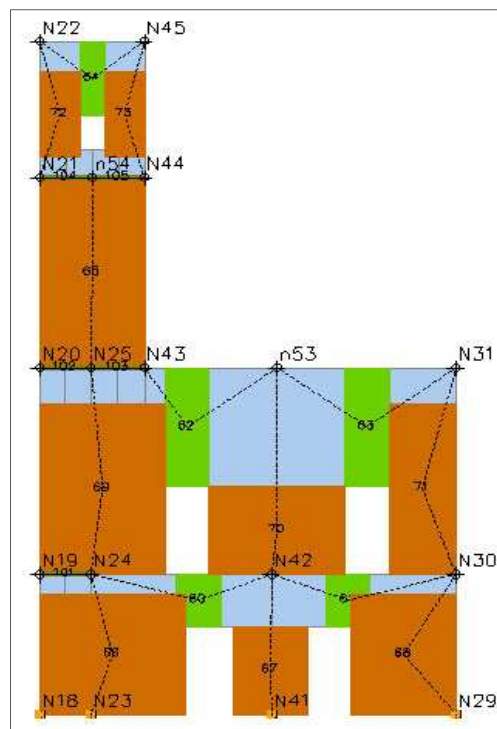


Figura 6: *mesh relativa alla parete 7*.

La visualizzazione mostra i nodi 2D (indicati con la lettera “n” seguita dal numero identificativo del nodo) e 3D (indicati con la lettera “N” seguita dal numero identificativo) e i macroelementi delimitati dalle aperture (marroncino), fasce (verde) e nodi rigidi (celeste).

Qualora vi sia una discontinuità di aperture tra un piano e l'altro, la strategia proposta dal software è quella di inserire un elemento rigido all'interfaccia tra i due livelli, come accade, ad esempio, per la parete 7 (fig. 6). All'ultimo piano della torre è presente un'apertura per cui, superiormente, viene generata una fascia; ai livelli inferiori invece ci sono porzioni piene, pertanto non è possibile riprodurre il medesimo schema per tutti i livelli (due montanti costituiti da maschi murari ed una trave orizzontale costituita dalla fascia). Al fine di rendere coerente il telaio, è necessario imporre la congruenza degli spostamenti dei nodi 21 54 e 44, allineati lungo la direzione del solaio, così come per gli altri nodi sottostanti. Tale operazione viene esplicitata dal programma interponendo un elemento elastico infinitamente rigido assialmente e flessionalmente tra i due piani. Questo criterio proposto dal 3Muri è una semplificazione di un criterio più complesso proposto da Dolce nel 1989.

Con le frecce verdi riportate sulla barra dei comandi di questo ambiente possiamo scorrere le pareti, mentre col tasto pianta possiamo tornare alla visualizzazione in pianta e all'area grafica precedente.

Nel caso di strutture molto complesse o in presenza di elevate irregolarità è possibile che la mesh generata non sia corretta, tuttavia è possibile modificare e inserire elementi mediante il seguente comando:

modifica mesh:



L'ambiente di modifica della mesh permette di intervenire sulle caratteristiche della mesh in funzione delle esigenze di progettazione, questo ambiente si compone di due categorie: modifica elementi e modifica nodi.

Modifica elementi:



Le funzioni di modifica elementi agiscono sulle entità presenti nel menù comune associato ad ognuno dei tre tasti di questa barra comandi:

maschio;

fascia;

trave acciaio/legno/c.a.;

catena;

elementi di collegamento;

pilastro acciaio/legno/c.a./muratura;

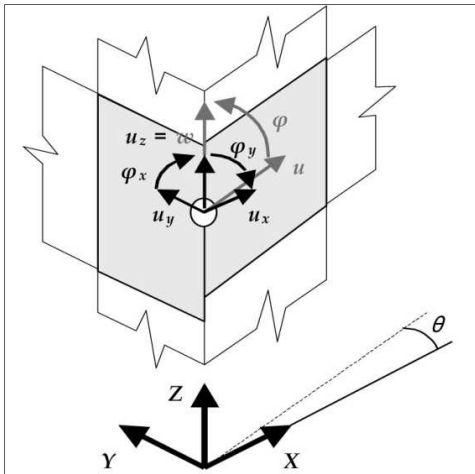
parete setto;

trave di collegamento setto.

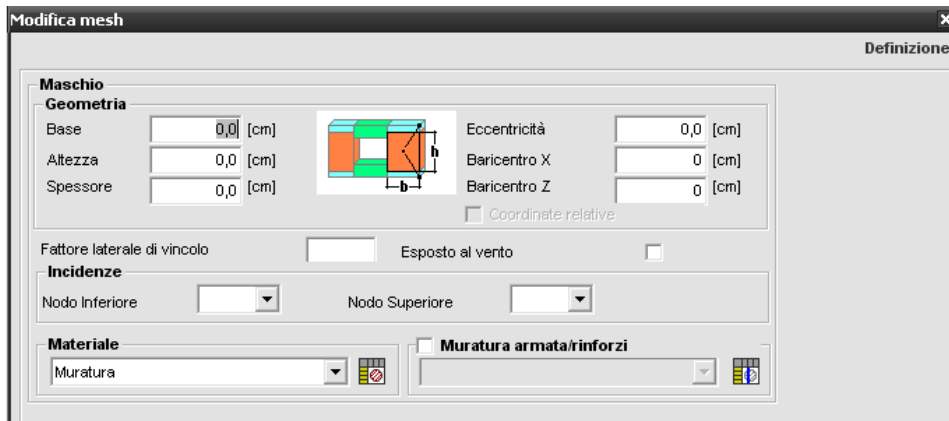
È quindi possibile aggiungere un elemento, eliminarlo o modificarlo.

Prima di parlare della modifica nodi è necessaria qualche precisazione.

Nella modellazione spaziale le pareti costituiscono gli elementi resistenti, nei riguardi dei carichi sia verticali che orizzontali; gli orizzontamenti (solai, volte, coperture) invece riportano alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e ripartiscono le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. La struttura risulta così modellata dall'assemblaggio di strutture piane (pareti e orizzontamenti) prive di rigidità flessionale fuori dal piano. I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri g.d.l. nel riferimento locale (nodi bidimensionali), mentre i nodi che appartengono a più pareti dispongono di g.d.l. nel riferimento globale (nodi tridimensionali). I nodi tridimensionali hanno 5 g.d.l. (3 spostamenti: u_x , u_y , u_z , e 2 rotazioni: φ_x , φ_y) poiché si trascura la rigidità flessionale delle pareti fuori dal piano (intorno all'asse z). I nodi bidimensionali (fittizi) mantengono i 3 g.d.l. già visti. Per cui si può schematizzare il nodo tridimensionale nel seguente modo:



Ad esempio se volessimo aggiungere un maschio, selezionando quindi il primo dei tre comandi appena presentati, viene visualizzata la seguente finestra:

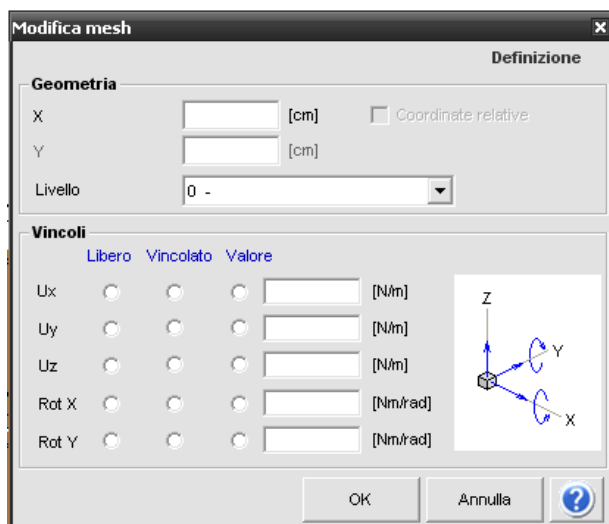


tale finestra si compone di tre campi di editazione (geometria, incidenze e materiale); il campo geometria richiede i dati geometrici per la definizione del nuovo elemento (base, altezza e spessore) e per l'inserimento dello stesso: eccentricità dell'asse in pianta rispetto all'asse della parete già definito; le quote del baricentro secondo x e z che individueranno il nodo rappresentativo di tale elemento; il campo incidenze permette di selezionare tra i nodi esistenti quelli a cui collegare il nuovo oggetto; nel campo materiali invece è possibile definire il materiale di cui è costituito l'elemento e anche di applicare rinforzi, nel caso siano previsti. È importante osservare che in tale ambiente grafico non è possibile salvare se non abbandonando l'ambiente di editazione. Le modifiche effettuate verranno eliminate nel caso si riefettui il calcolo mesh.

Modifica nodi:



Questi comandi agiscono sia sui nodi 2D che su quelli 3D, e permettono di aggiungere, cancellare e modificare i nodi cambiando tipologia di vincolo, come nelle finestra seguente che risulta comune ai tre comandi (aggiungi, elimina e modifica nodo):



Questa finestra richiede per l'editazione la posizione lungo x o y a seconda dell'orientamento della parete, il livello e il tipo di vincolo esplicito spuntando i movimenti consentiti o impediti, oppure di inserire un valore nel caso di vincoli con cedimenti elastici. È possibile anche selezionare e quindi modificare più nodi contemporaneamente.

Il quarto comando di questa barra (cambia tipo nodo) permette di modificare la gerarchia dei nodi, un nodo 2D può diventare un nodo 3d e viceversa. L'operazione con cui un nodo di tipo 3d viene trasformato in un nodo 2d viene definita Declassamento nodale; ma prima di dare effetto a tale operazione il software controlla se il nodo selezionato appartiene a più pareti:

- Se appartiene ad una singola parete, viene declassato, escluso il caso in cui tale nodo sia collegato direttamente ad un pilastro o ad un setto (in questo caso viene impedito il declassamento);
- Se appartiene a due pareti, compresa quella corrente, il nodo viene declassato su entrambe; questa operazione è utile quando si vuole cancellare un nodo 3d su una parete poiché non ha più senso a seguito di operazioni di modifica eseguite dall'utente. Tale operazione implica che il nodo "unico" di tipo 3d si trasformi in "doppio" di tipo 2d con medesime coordinate spaziali; questo permette al

progettista di decidere cosa fare di ciascun nodo, spostandolo o eliminandolo. Si ricorda che non è possibile accettare che coesistano due nodi con stesse coordinate (nodi coincidenti).

- Se appartiene a più di due pareti, compresa quella corrente, l'operazione viene impedita.

Mentre l'operazione con cui un nodo 2d diviene un nodo 3d viene definita rilassamento nodale, in tale operazione viene chiesto all'utente di definire le pareti incidenti, il programma controlla che le due pareti si intersechino e se esiste un nodo che coincide con quello da rilassare sull'altra parete, viene rilassato anche quest'ultimo.

Le operazioni di declassamento e riclassamento non sono oggetto di UNDO in quanto l'undo è vincolato alla parete in fase di modifica; queste operazioni possono interessare più pareti quindi non possono essere annullate in ambiente "modifica mesh".

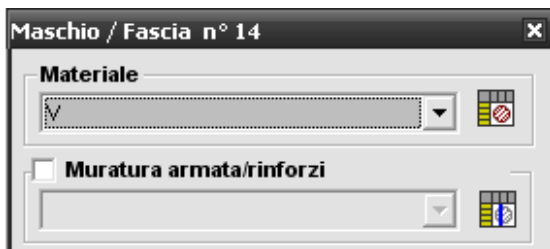
Con il seguente comando si esaurisce la sottoarea grafica dell'ambiente di analisi:

Modifica materiali:




Questa funzione permette di modificare solo i materiali relativi ai maschi o alle fasce senza intervenire sulla geometria della mesh e quindi sulle caratteristiche del telaio equivalente. Se la selezione è singola vengono riportati gli attributi del materiale e dell'eventuale rinforzo per l'elemento indicato. Mentre se la selezione è multipla le caselle di input rimangono in bianco. A tutti gli elementi viene associato il materiale indicato, così come al rinforzo. Nel caso si voglia variare una sola delle due voci della maschera, basta lasciare inalterata quella non di interesse.

Selezionando ad esempio modifica materiali "maschio" dal menù a tenda, il puntatore cambia forma e permette di selezionare il macroelemento che vogliamo editare e dando conferma col tasto destro del mouse viene visualizzata la seguente finestra: (la finestra è la stessa sia per i maschi che per le fasce e le distinguiamo dal numero identificativo riportato nel titolo della finestra)



È quindi immediato variare il materiale con uno già definito direttamente dalla sezione

materiale oppure richiamare la finestra materiali , già vista in precedenza per l'ambiente struttura, modificare un materiale esistente o crearne uno ad hoc.

Terminate le modifiche torniamo nell'ambiente analisi col comando pianta .

Carico sismico:



questo comando permette di inserire i dati relativi allo spettro, quindi al carico sismico che verrà considerato per il calcolo, in funzione al sito di riferimento, alla classe d'uso, vita nominale e periodo di ritorno. Attivando il comando viene visualizzata la seguente finestra che guida l'utente nella definizione dei parametri spettrali:

Azione sismica

NT 08

Parametri di pericolosità sismica

Calcola

	SLV	SLD	SLO
a_g			
F_0			
T_C^*			
T_R			

Classe suolo

B

	SLV	SLD	SLO
S_S			
T_B			
T_C			
T_D			

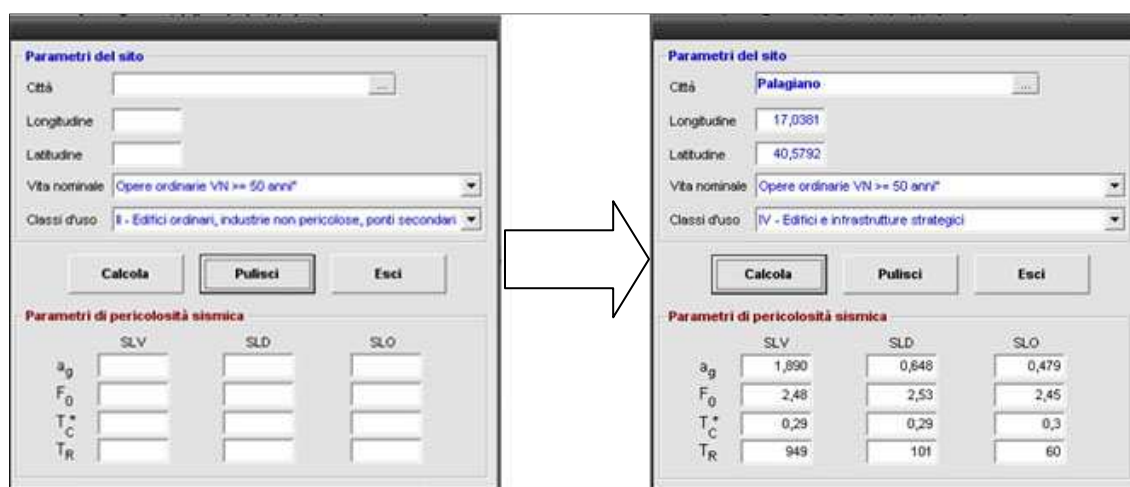
Categoria topografica

T1 S_T 1

OK Annulla ?

Selezionando il comando calcola verrà visualizzata la seguente finestra che contiene i dati relativi ai siti nazionali.

possiamo selezionare il sito in oggetto dalla casella città, i parametri di latitudine e longitudine verranno calcolati automaticamente, non ci resta che inserire vita nominale e classe d'uso, una volta inseriti questi valori potremo generare i valori di caratteristici a_g (accelerazione orizzontale massima), F_0 (fattore di amplificazione dello spettro), T_c^* (periodo di inizio del tratto orizzontale a velocità costante dello spettro) e T_R (periodo di ritorno del sisma) per SLV, SLD e SLO tramite il comando calcola; per importare i valori calcolati nella finestra precedente basterà cliccare su esci, come illustrato di seguito:



Inserendo ora nella prima finestra la classe di suolo e la categoria topografica avremo tutti i parametri che caratterizzano lo spettro. Quando si modificano i parametri spettrali tutte le analisi e verifiche effettuate vengono eliminate.

La fase successiva (calcolo) comporta la scelta del nodo di controllo e la definizione dei parametri con cui verrà eseguita l'analisi, prima di esaminare questa fase di calcolo introduciamo alcuni concetti base sull'analisi statica non lineare.

L'analisi viene condotta applicando un sistema di forze monotonamente crescenti che spingono la struttura fino al crollo e determinando lo spostamento orizzontale della stessa attraverso il monitoraggio di un punto di controllo definito dall'utente. La resistenza di un edificio all'azione sismica dipende in modo significativo dalla sua capacità de formativa, ecco perché è opportuno esprimere la sua risposta attraverso un progressivo stato di spostamento, in modo da avere ad ogni passo cognizione dello stato di danno in cui versa la struttura. Tale processo è possibile solo tramite analisi non lineari, capaci cioè di descrivere il comportamento più o meno duttile degli elementi costituenti. La

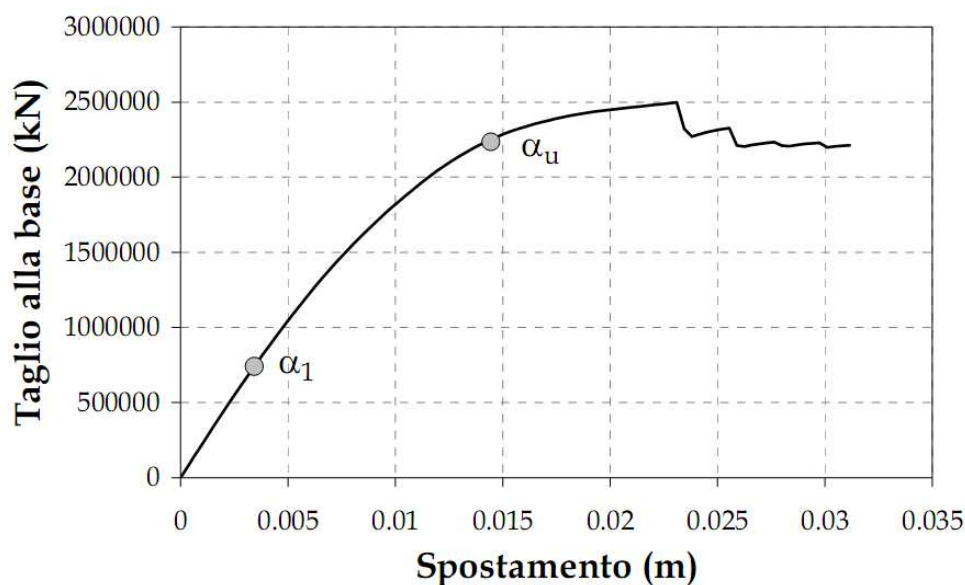
formulazione statica non lineare consente di interpretare la risposta globale della struttura attraverso una curva di capacità che si esprime in termini di forza – spostamento.

Il metodo su cui si basa il codice di calcolo 3Muri è quello dello spettro di capacità (Capacity Spectrum Method, originariamente proposto da Freeman et al. 1975) e l'N2 Method (Fajfar 1999, 2000). Queste metodologie sono procedure semplificate in cui il problema della valutazione della massima risposta attesa, conseguente all'accadimento di un determinato evento sismico, è ricondotto allo studio di un sistema non lineare ad un unico grado di libertà equivalente al modello dotato di n gradi di libertà, che rappresenta la struttura reale ("Substitutive Structure Approach" di Shibata e Sozen, 1976). Queste due procedure hanno in comune l'uso di analisi statiche non lineari (*pushover*) per caratterizzare poi il sistema sismico resistente tramite *curve di capacità* derivanti dalle analisi "statiche", in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineari" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura. Tali curve rappresentano l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante l'applicazione della forzante e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura. La curva ottenuta dalle analisi *pushover* (che sarà poi trasformata in curva di capacità, tenendo conto delle caratteristiche del sistema equivalente ad un grado di libertà) riporta convenzionalmente l'andamento del taglio risultante alla base rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura. Ad ogni punto della curva può essere associato uno specifico stato di danno dell'intero sistema, ed è possibile pertanto associare a determinati livelli di spostamento il grado di funzionalità atteso e il danno corrispondente. La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico. Inizialmente la struttura risponderà come un sistema elastico, privilegiando quindi una distribuzione di forze inerziali assimilabile al primo modo di vibrare. Successivamente al progredire del danneggiamento, si avrà un diverso modo di vibrare della struttura, ovvero si raggiungerà poi uno stato limite in cui l'edificio risponderà in ragione della propria massa, senza più contare sulle connessioni tra gli elementi resistenti. La norma NTC 2008 esplica questo concetto prevedendo due distribuzioni limite distinte tra distribuzioni principali (GRUPPO 1) e distribuzioni secondarie (GRUPPO 2) § 7.3.4.1. Per quanto riguarda gli edifici in muratura le distribuzioni più appropriate, soprattutto per quelli esistenti (in particolare per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi

statica non lineare, assegnando come distribuzione principale, la prima del Gruppo 1, e come distribuzione secondaria, la prima del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante al primo modo), sono le seguenti:

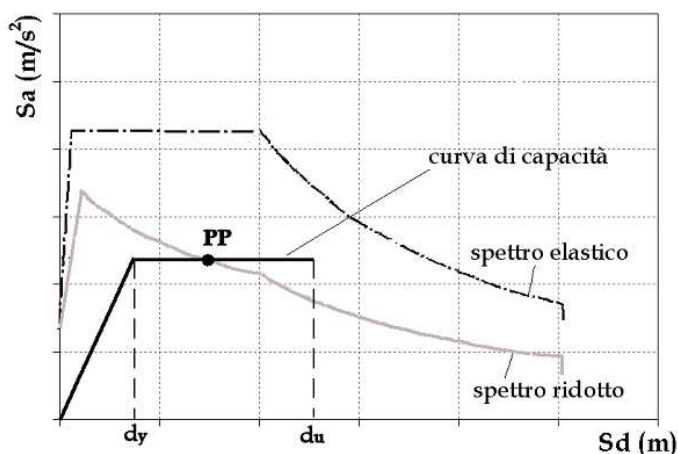
- Distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Si sottolinea come, in merito alla risposta in campo non lineare, sulla curva taglio alla base – spostamento, sia possibile valutare il fattore di sovrarresistenza definito dal rapporto α_u/α_1 , in cui rispettivamente α_1 è definito in corrispondenza del punto della curva in cui il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima, e α_u in cui si raggiunge il 90% della massima forza resistente dell'edificio.

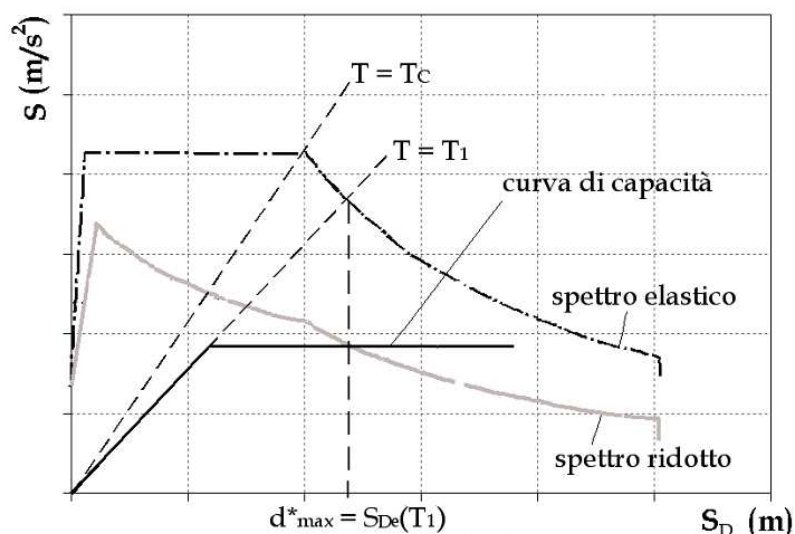


Questo grafico evidenzia come la resistenza strutturale (in termini di taglio alla base) abbia un andamento crescente anche ben oltre il limite elastico. Infatti, essa continua a crescere anche ben oltre il limite elastico del primo pannello murario, per effetto di una ridistribuzione non lineare delle tensioni sugli altri elementi resistenti ancora in fase elastica. La “capacità” offerta dalla struttura deve essere poi confrontata, nell’ottica di una verifica sismica, con la “domanda” richiesta dalla forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico. Gli effetti della dissipazione di energia che offrono un

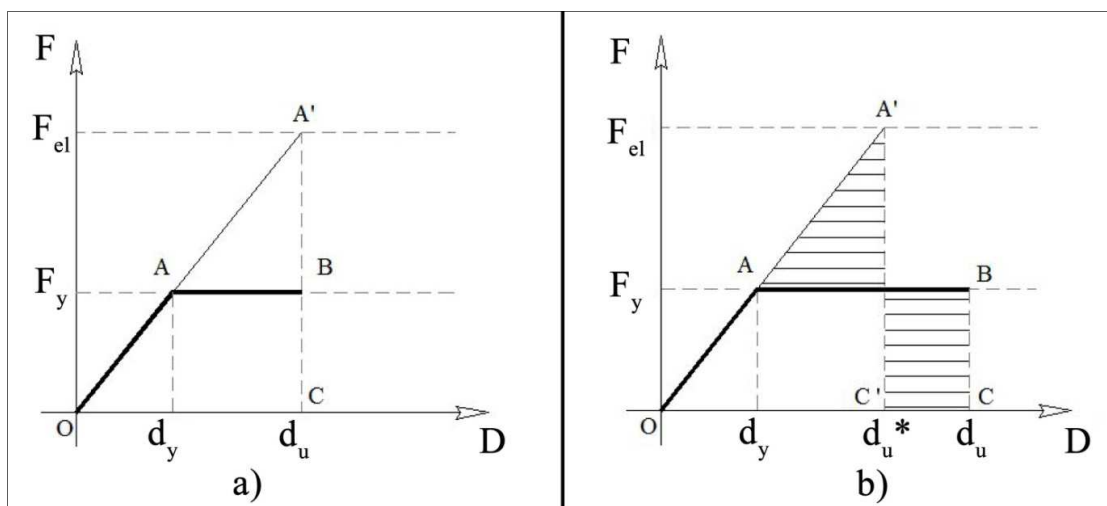
ulteriore margine di resistenza sono rilevabili nel campo della risposta non lineare della struttura, e per tenerne conto si effettua una riduzione della domanda. La risposta dell'edificio si determina attraverso la definizione del “performance point” (la cui coordinata in termini di spostamenti spettrali si ottiene in corrispondenza di d^*_{\max} massimo spostamento), intersezione tra la curva della capacità (trasformata attraverso l'impiego del sistema equivalente ad un grado di libertà) e lo spettro della domanda elastico (in termini di accelerazione S_e e spostamento S_{De}). Affinchè queste due curve possano essere confrontate è necessario convertirle nello stesso formato, riportando in ordinate le accelerazioni spettrali, ed in ascisse gli spostamenti spettrali.



Per far sì che il *performance point* sia rappresentativo di uno stato di danno, è necessario che le due curve siano associate agli stessi parametri caratterizzanti la struttura (periodo fondamentale e smorzamento), poiché all'incremento di spostamento e all'evolversi dello stato di danneggiamento in ambito non lineare, corrispondono un aumento del periodo fondamentale T_c ed un incremento di smorzamento della struttura. Per tenere conto di tale fenomeno si introduce il concetto di duttilità. La duttilità di un sistema viene definita come rapporto tra il massimo spostamento atteso e quello corrispondente allo snervamento. Quindi se l'ipotesi di struttura elastica lineare viene sostituita da quella di una struttura con legame costitutivo bilineare elastico perfettamente plastico, e il terremoto è tale da far superare al sistema il limite di elasticità, la domanda di spostamento relativo massimo cambierà a seconda della rigidità dell'oscillatore.



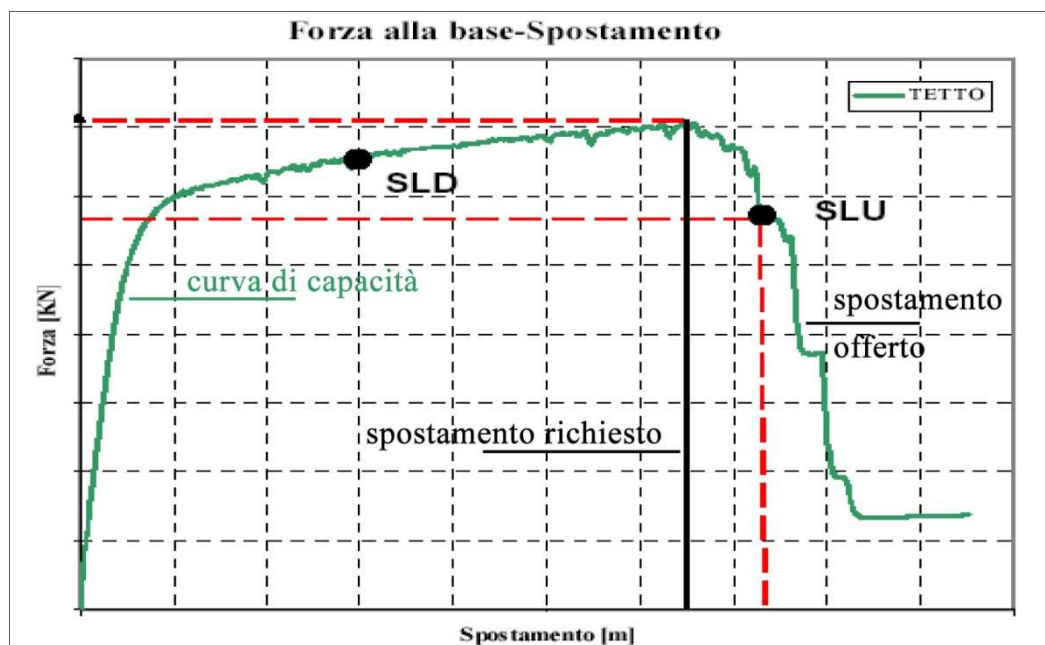
Quindi per sistemi flessibili ($T \geq T_c$), lo spostamento massimo indotto dal terremoto corrisponderà mediamente a quello di un sistema elastico lineare di pari periodo iniziale (figura a); mentre per sistemi più rigidi ($T < T_c$), la duttilità richiesta sarà maggiore e di conseguenza lo spostamento massimo, supererà quello di un corrispondente sistema elastico lineare, tale amplificazione può essere colta da considerazioni di carattere energetico (figura b).



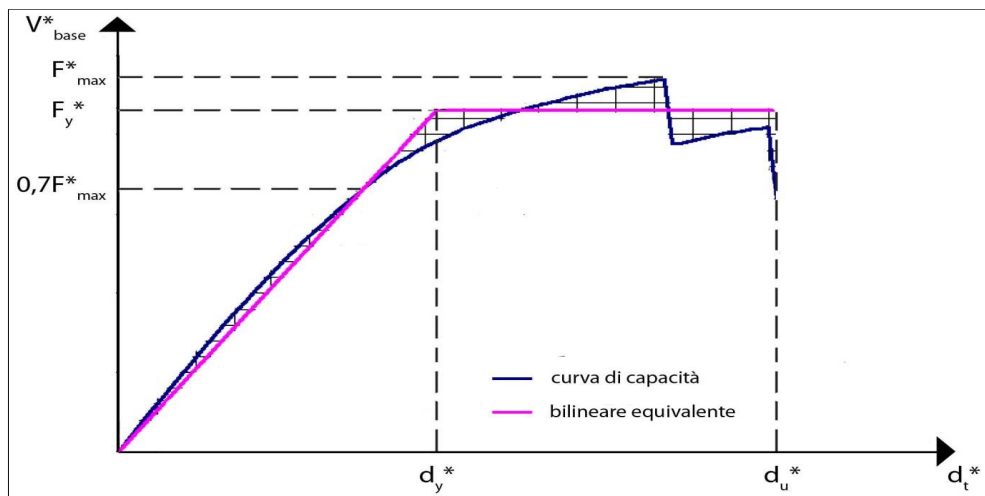
Attraverso la curva di capacità, ottenuta in termini di taglio alla base-spostamento in sommità e, poi, convertita in accelerazione-spostamento, si ha la descrizione del comportamento post-elastico della struttura intesa come un sistema non lineare equivalente ad un grado di libertà.

L'esecuzione di una analisi statica non lineare porta al tracciamento della curva di capacità come quella riportata in verde nella figura seguente. Grazie al controllo delle

forze si gestisce l'incremento dei carichi in funzione del valore che deve assumere lo spostamento incrementato a passi regolari; controllare gli spostamenti, permette di esaminare l'influenza del degrado strutturale sulla vita della struttura dopo il superamento del valore di resistenza massima.



Dopo aver tracciato la curva, è necessario individuare il valore di spostamento ultimo. Il punto corrispondente al valore di stato limite ultimo è quello associato ad un decadimento del taglio dal suo valore massimo del 20%. La curva che viene tracciata, è riferita all'intero edificio e mai a singoli elementi che costituiscono la struttura. La scelta del nodo di controllo deve essere eseguita con cura; il nodo di controllo è quello rispetto al quale viene imposto l'incremento a passi regolari degli spostamenti. Il nodo di controllo deve essere in corrispondenza dell'ultimo livello nei pressi del baricentro della pianta. L'immagine seguente mostra il tracciamento della bilineare equivalente che, in base alle prescrizioni normative deve intersecare la curva di capacità in corrispondenza del 70% del valore di picco del taglio. Il posizionamento della soglia plastica (F_y^*) avviene in modo da realizzare l'equivalenza in energia tra la curva di capacità reale e quella dell'oscillatore semplice (bilineare). L'equivalenza energetica si ottiene con l'uguaglianza delle aree sottese dai due diagrammi.



In molteplici casi, la curva di capacità non è regolare ed evidenzia irregolarità localizzate come quelle illustrate nella figura precedente, tali irregolarità, sono sintomo di rottura di uno o più elementi strutturali importanti che danno luogo ad una improvvisa mancanza di resistenza.

Calcolo:



Con questo comando viene visualizzata la seguente finestra, con la quale sarà possibile definire i parametri con cui verrà effettuata l'analisi:

Analisi - Normativa : NT 08

Dati generali			Nodo di controllo			Abilita analisi		
Piano Campagna	<input type="text" value="0"/>	[cm]	Livello	[4] secondo tor	Nodo	Dir. sisma	<input type="text"/>	
Step critico	<input type="text" value="500"/>		<input type="radio"/> Spostamento del Nodo di controllo <input type="radio"/> Spostamenti medi del livello selezionato <input checked="" type="radio"/> Spostamenti Medi pesati			Carico sismico	<input type="text"/>	
Precisione p.p.	<input type="text" value="0,01"/>					Eccentricità	<input type="text"/>	

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Sottopassi	Precisione	Spost. max [cm]
1	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	200	0,01	5,00
2	<input type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	200	0,01	5,00
3	<input type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	200	0,01	5,00
4	<input type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	200	0,01	5,00
5	<input type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	200	0,01	5,00
6	<input type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	200	0,01	5,00
7	<input type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	200	0,01	5,00
8	<input type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	200	0,01	5,00
9	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	47,7	200	0,01	5,00
10	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	-47,7	200	0,01	5,00
11	<input type="checkbox"/>	+X	1° modo	47,7	200	0,01	5,00
12	<input type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,7	200	0,01	5,00
13	<input type="checkbox"/>	-X	Masse	47,7	200	0,01	5,00
14	<input type="checkbox"/>	-X	Masse	-47,7	200	0,01	5,00
15	<input type="checkbox"/>	-X	1° modo	47,7	200	0,01	5,00
16	<input type="checkbox"/>	-X	1° modo	-47,7	200	0,01	5,00
17	<input type="checkbox"/>	+Y	Masse	74,5	200	0,01	5,00
18	<input type="checkbox"/>	+Y	Masse	-74,5	200	0,01	5,00
19	<input type="checkbox"/>	+Y	1° modo	74,5	200	0,01	5,00
20	<input type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-74,5	200	0,01	5,00
21	<input type="checkbox"/>	-Y	Masse	74,5	200	0,01	5,00
22	<input type="checkbox"/>	-Y	Masse	-74,5	200	0,01	5,00
23	<input type="checkbox"/>	-Y	1° modo	74,5	200	0,01	5,00
24	<input type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-74,5	200	0,01	5,00

Modifica
Imposta dati comuni
Abilita analisi
Disabilita tutte le analisi
OK
?

Nella precedente finestra viene indicata la normativa attiva in alto a sinistra, che nel nostro caso è la NT 08, sempre editabile tramite il percorso “impostazioni, parametri modello”, nella finestra inoltre compaiono tre campi di editazione, rispettivamente: dati generali; nodo di controllo e abilita analisi, oltre alle 24 analisi risultanti dalla combinazione delle diverse distribuzioni di carico, direzioni e verso del sisma e con le eventuali eccentricità, a tale proposito si ricorda che la normativa prevede una eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione massima ortogonale alla direzione di applicazione del sisma.

Nel campo **dati generali**, la voce piano campagna: rappresenta la quota del piano di campagna, il programma assegna automaticamente la quota zero al punto più basso del modello e rappresenta il punto di partenza del carico sismico; la voce step critico: indica il numero massimo di sottopassi di analisi che il solutore dovrà eseguire prima di arrestare il calcolo qualora non trovi convergenza. Precisione pp indica il grado di precisione che raggiungerà l'analisi. Trattandosi di un'analisi non lineare, è bene ricordare che quella che si ottiene non è una soluzione esatta, bensì una soluzione avente un certo livello di precisione, ovvero con un errore ritenuto accettabile (secondo una data tolleranza): al crescere della tolleranza l'errore sarà maggiore, mentre diminuirà riducendola. La curva corrispondente, pertanto, non sarà la stessa: per valori elevati di tolleranza sarà prossima

alla soluzione elastica lineare, mentre si modificherà riducendo l'errore consentito. Al di sotto di una certa soglia di tolleranza non vi sarà più una sensibile variazione della curva; tale condizione corrisponderà alla soluzione accettabile del problema. Di solito si parte da una tolleranza (errore massimo percentuale) del 10% fino ad arrivare ad una soluzione con errore massimo dell'uno per mille. Altro aspetto fondamentale del campo dati generali è rappresentato proprio dal suo carattere generale, infatti i dati inerenti ai passi e alla precisione percentuale inseriti in questo campo sono validi per tutte le analisi, ma come vedremo sarà possibile selezionare ciascuna analisi e variare questi parametri localmente (quindi se non editiamo localmente tramite il comando modifica l'analisi viene svolta secondo i parametri riportati nel campo generale).

Il campo **Nodo di controllo** è dedicato alla scelta di quest'ultimo e al modo in cui influirà sulla curva. L'analisi prevede, oltre all'applicazione di un'assegnata distribuzione di forze, l'incremento dello spostamento di un fissato nodo di controllo al contempo rappresentativo dello stato de formativo dell'edificio. Solitamente tale nodo corrisponde ad un nodo del modello posto in sommità e, coincidente o prossimo al baricentro dell'ultimo livello della costruzione. Tale scelta deve essere effettuata dall'utente con spirito critico, evitando situazioni particolari e poco rappresentative del comportamento globale dell'edificio. Il nodo di controllo deve possibilmente interessare la parete che giunge a collasso (altrimenti se il nodo subisce spostamenti limitati, il procedimento terrebbe a sottostimare la capacità del sistema); inoltre come già detto deve essere possibilmente posizionato sull'ultimo livello significativo del fabbricato, evitando quindi torrette o torrini che potrebbero rendere più difficoltosa l'interpretazione della curva. Le opzioni per gli spostamenti da imprimere a detto nodo sono:

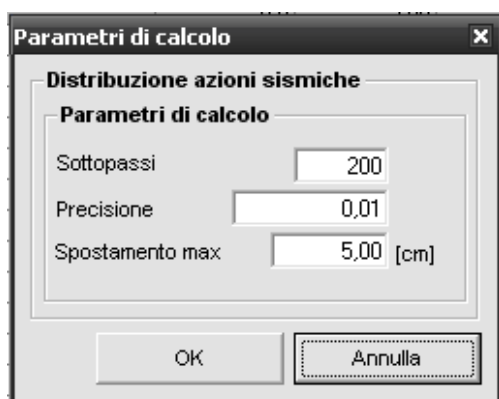
- Spostamento del nodo di controllo: la curva di capacità viene tracciata in base allo spostamento del solo nodo di controllo;
- Spostamenti medi del livello selezionato: la curva di capacità in questo caso viene tracciata in base allo spostamento medio di tutti i nodi del livello a cui appartiene il nodo di controllo;
- Spostamenti medi pesati: la curva di capacità viene tracciata in base allo spostamento medio pesato (pesato sulle masse) di tutti i nodi del livello a cui

appartiene il nodo di controllo. Se il solaio fosse infinitamente rigido, tale spostamento equivarrebbe allo spostamento del baricentro.

L'uso della media pesata garantisce in modo rigoroso il riferimento dell'analisi ad un nodo di controllo baricentrico, per cui, pur scegliendo un nodo arbitrario come nodo target del sistema (si ricorda che in molti casi i nodi non coincidono col baricentro di piano), è possibile, operando la media pesata di tutti gli spostamenti nodali del livello, giungere alla quantificazione dello spostamento ideale del baricentro che diverrà il nodo di controllo del sistema.

Il **Campo abilita analisi**, permette di selezionare le analisi che si vogliono effettuare in base alla direzione del sisma, alle combinazioni di carico sismico (proporzionale alle masse o al primo modo) e all'eccentricità.

Il comando modifica si riferisce alle analisi selezionate e visualizza la seguente finestra:



Tale finestra permette di editare i parametri locali, cioè quelli relativi all'analisi selezionata, se impostati, tali parametri sostituiscono quelli generali. La bontà della soluzione, oltre che dalla tolleranza di cui si è già discusso in precedenza, dipende dalla scelta del numero di sottopassi che compongono l'analisi; ad esempio nella finestra riportata si è stabilito di richiedere 200 sottopassi di analisi per raggiungere lo spostamento finale di 5 cm del nodo di controllo (ovvero al singolo sottopasso si impone un incremento di 2,5 mm). Una scelta diversa, ad esempio un numero minore di sottopassi, porterebbe alla perdita di alcune informazioni.

Una volta abilitate le analisi desiderate, basterà selezionare ok per lanciare le analisi; durante la fase di analisi in basso a sinistra nella barra del programma appare l'indicazione dello stato di avanzamento delle analisi, in particolare viene indicata la normativa attiva, il numero identificativo dell'analisi in corso e il tempo trascorso.

3 – Interpretazione dei risultati

Curva di capacità

La verifica della struttura avviene in termini globali e non puntuali, diversamente da quanto accade per le analisi lineari. Tale differenza risiede nel diverso approccio intrinseco nella modalità stessa di analisi. Mediante l'analisi non lineare si tiene in conto, come del resto già evidenziato, della redistribuzione delle azioni sugli elementi quando uno o più di essi superi il limite elastico o pervenga a collasso: in tal senso sarebbe privo di significato effettuare una verifica in termini di resistenza al pari dell'analisi statica lineare. In altri termini, la verifica viene operata confrontando la risposta massima in spostamento, che rappresenta la risposta attesa per la struttura conseguente all'accadimento di un determinato evento sismico, con la capacità ultima del sistema definita opportunamente sulla curva ricavata tramite l'analisi *pushover*.

La verifica si ritiene soddisfatta quando l'operazione di confronto, effettuata per tutte le curve considerate (per ciascuna direzione e per ogni possibile combinazione dell'eccentricità accidentale aggiuntiva) risulti positiva in ogni caso. Nel seguito si riportano in sintesi dei controlli da eseguire in merito alle verifiche a SLU e SLD.

Stato limite ultimo (SLU):

$$D_{max} \leq D_u$$

Dove D_{max} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico; e d_u è lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al decadimento della curva push over di un valore pari al 20% di quello massimo.

$$q^* < 3$$

In cui q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Stato limite di danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_d$$

Dove D_{max}^{SLD} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, e D_d è lo spostamento massimo allo SLD, corrispondente al minimo valore tra quello di taglio massimo e quello che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,003).

Visualizza risultati:

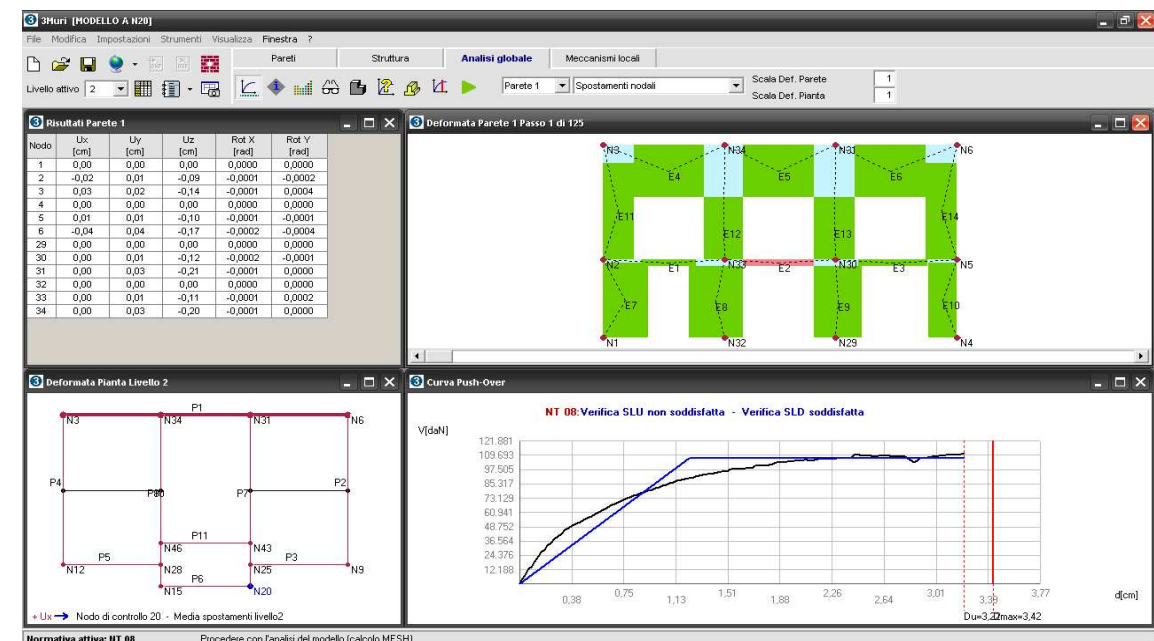


Premendo questo pulsante entriamo nell'ambiente di interpretazione dei risultati, la finestra che viene visualizzata è la seguente:

Normativa		N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^s SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
OPCM 3274		1	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	3,13	3,85	2,318	1,10	3,79	0,90	3,79	1,229	3,453
NT 05		2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	3,41	3,41	2,833	1,19	2,33	0,87	2,33	1,001	1,954
NT 08		3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	3,12	3,79	2,390	1,09	3,80	0,90	3,80	1,214	3,481
DM 96		4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	3,57	3,49	2,842	1,25	2,62	0,92	2,62	0,976	2,256
		5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	2,13	2,85	2,044	0,74	0,28	0,55	0,08	1,342	0,378
		6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,38	1,50	2,374	0,83	0,19	0,61	0,06	0,632	0,227
		7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,89	2,73	2,322	0,86	1,45	0,49	1,45	1,292	2,183
		8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	2,22	3,19	2,363	0,78	1,83	0,57	1,39	1,269	2,364
		9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	47,7	3,16	4,16	2,312	1,11	3,79	0,81	3,79	1,298	3,431
		10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-47,7	3,17	3,62	2,247	1,11	3,47	0,81	3,47	1,143	3,129
		11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	47,7	3,44	3,79	2,940	1,20	2,27	0,88	2,27	1,020	1,882
		12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,7	3,42	3,22	2,796	1,20	2,95	0,88	2,88	0,939	2,467
		13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	47,7	3,25	4,06	2,262	1,14	4,03	0,83	4,03	1,247	3,542
		14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-47,7	3,05	3,80	2,430	1,07	3,40	0,78	3,40	1,183	3,194
		15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	47,7	3,48	3,88	3,188	1,22	2,13	0,89	2,13	0,946	1,753
		16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-47,7	3,42	3,23	3,003	1,20	2,67	0,88	2,67	0,946	2,230
		17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	74,5	2,12	3,04	2,106	0,74	0,27	0,54	0,08	1,424	0,366
		18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-74,5	2,12	3,09	2,122	0,74	0,29	0,54	0,09	1,413	0,393
		19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	74,5	2,39	1,40	2,410	0,84	0,18	0,61	0,06	0,585	0,217
		20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-74,5	2,41	1,52	2,294	0,84	0,20	0,62	0,06	0,630	0,233
		21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	74,5	1,74	2,84	2,674	0,61	1,36	0,45	1,36	1,122	2,236
		22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-74,5	1,84	2,88	2,499	0,64	1,28	0,47	1,28	1,201	1,995
		23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	74,5	2,19	3,45	2,476	0,76	1,47	0,56	1,10	1,212	1,923
		24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-74,5	2,07	3,48	2,624	0,72	2,14	0,53	1,99	1,143	2,954

Legenda colori: ■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

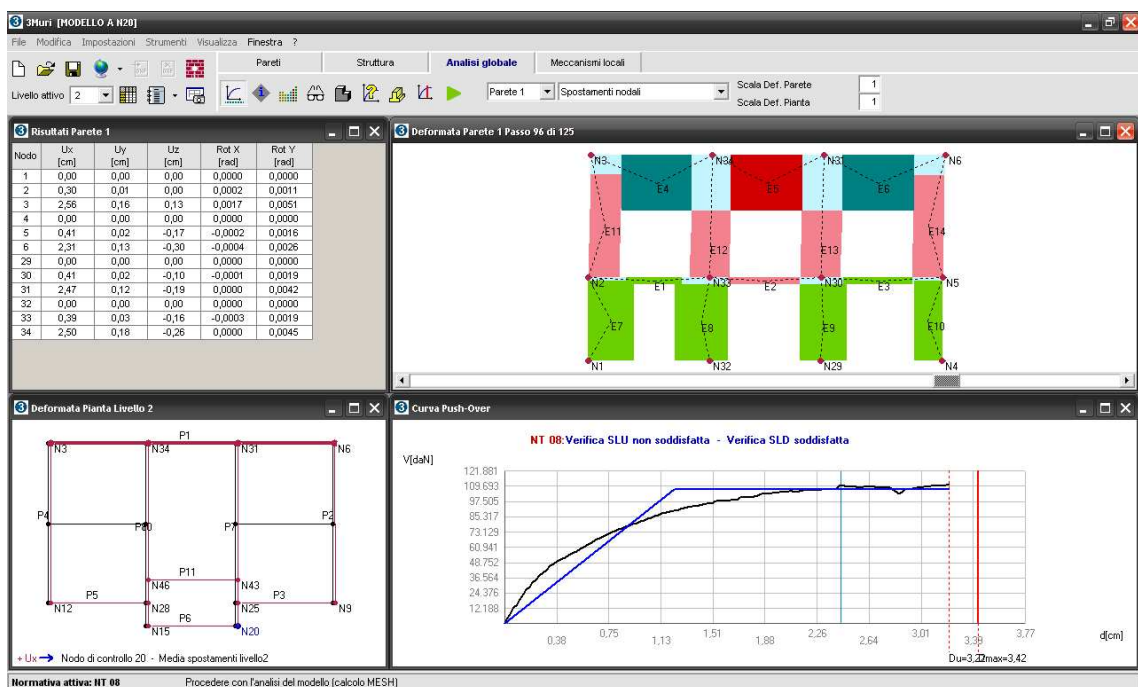
Nella parte sinistra vengono visualizzate le analisi possibili, oltre a quella attiva evidenziata; l'utente può decidere in qualsiasi momento quale normativa adottare per eseguire le verifiche e conservare eventualmente i risultati di tutte le analisi al fine di confrontarle eventualmente tra di loro. La tabella mostra tutte le analisi effettuate ed evidenzia in giallo l'analisi più punitiva in direzione x e y; dai colori (verde o rosso) possiamo già capire quali sono le verifiche soddisfatte. Per ogni analisi possiamo visualizzarne i dettagli selezionandola e cliccando su visualizza dettagli analisi, la schermata sarà la seguente:




In questa schermata viene mostrata la parete in alto a destra, evidenziata in pianta nella finestra in basso a sinistra, ove è indicato anche il verso di applicazione del sisma, il nodo di controllo scelto e il livello a cui appartiene. Per visualizzare le altre pareti è possibile selezionarle dal menù a discesa contenuto nella barra analisi. In alto a sinistra vengono visualizzati gli spostamenti nodali riferiti alla parete visualizzata, anche in questo caso possiamo visualizzare dal menù a discesa forze nodali, reazioni vincolari, sollecitazioni elementi, sollecitazioni travi, sollecitazioni catene, sollecitazioni pilastri e sollecitazioni setti parete. In basso a destra invece possiamo trovare la curva di capacità, dove viene indicato anche se le verifiche sono o meno soddisfatte, e i valori di spostamento ultimo offerto e spostamento richiesto. Azionando il tasto auto run:



la finestra del prospetto di parete mostra il filmato della progressiva deformazione della parete, gli elementi murari cambiano colore in funzione al livello di degrado raggiunto, come nella seguente finestra:



La linea verticale celeste nella finestra della curva di capacità, mostra il passo corrispondente al degrado, così come i valori di spostamenti nodali mutano progressivamente e inoltre nella finestra della pianta vengono mostrate le deformazioni in pianta. Il pulsante legenda colori  visualizza la seguente legenda:



Con questa legenda è possibile interpretare le rotture di ciascun elemento. Gli stati previsti sono: integro, plastico e rotto; in base al colore si evidenziano anche le cause di danneggiamento strutturale (taglio o pressoflessione).

Maggiori dettagli sulla verifica si ottengono dalla finestra seguente, attivata dal pulsante



dettagli verifiche :

Verifiche

NT 08 - Verifica SLV
 D_{max} 3,42 [cm] > D_u 3,22 [cm]
 q^* 2,80 ≤ 3
La verifica NON è soddisfatta

NT 08 - Verifica SLD
 D_{max} 1,20 [cm] ≤ D_d 2,95 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 16 e 17 al livello 4

NT 08 - Verifica SLO
 D_{max} 0,88 [cm] ≤ D_o 2,86 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR_C	TR_D	α_{TR}	PGA_C [m/s ²]	PGA_D [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	819	949	0,863	1,78	1,89	0,939
SLD	656	101	6,495	1,60	0,65	2,467
SLO	605	60	10,083	1,56	0,48	3,254

Dettagli ...

Parametri di Analisi

T^* 0,607 [s] Duttilità disponibile 2,63
 m^* 817.967,36 [kg] Γ 0,97
 w 1.296.963,66 [kg] F^*y 111.175 [daN]
 d^*y 1,27 [cm]
 d^*u 3,33 [cm]

Analisi

Normativa NT 08
 Carico sismico 1° modo di vibrare
 Direzione sisma + Ux
 Nodo controllo 20
 Media nodi di livello 2
 Eccentricità -47,7000007629395
 Versione 1.7.702 - Cod. 3

Modello

Nome MODELLO A N20
 Pareti 11
 Livelli 4
 Nodi 3D 48
 Nodi 2D 10
 Materiali 3
 Elementi 96
 Travi 0
 Pilastri 0
 Vincoli 14
 Setti travi 0
 Setti pareti 0

OK ?

In questa finestra vengono riportati in dettaglio tutti i parametri inerenti l'analisi eseguita, la tabella per la valutazione della vulnerabilità sismica riporta i parametri α , derivanti dai rapporti omonimi per ciascuno degli stati limite:

$$\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D ; \alpha_{TR} = TR_C / TR_D$$

PGA_C : accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite (indipendente dallo spettro sismico);

PGA_D : accelerazione di domanda spettrale per ciascuno degli stati limite (dipendente dallo spettro sismico);

TR_C : periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite per ciascuno degli stati limite.

TR_D : periodo di ritorno spettrale di domanda per ciascuno degli stati limite;

entrambe le accelerazioni PGA (peak ground acceleration) sono valutate, per convenzione, su suolo rigido tipo (A). Alcune schede tecniche richiedono il calcolo delle suddette accelerazioni sul suolo di riferimento, in tal caso sarà necessario moltiplicare il valore calcolato dal programma per il fattore "S" ($S = S_S * S_T$), definito nei parametri dello spettro. I periodi di ritorno sono quelli presentati nell'allegato B delle norme tecniche (definizione del reticolo di riferimento). I parametri contenuti nelle tabelle che definiscono il reticolo di riferimento non sono estrapolabili, qualora i valori di TR_C siano esterni alla tabella vengono mostrati i simboli "<" o ">" ad indicarne il superamento del rispettivo limite superiore o inferiore. Nell'area denominata "parametri analisi" compaiono i seguenti fattori:

T^* : periodo del sistema equivalente;

m^* : massa del sistema equivalente;

W : massa totale;

Duttilità disponibile: rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico;

Γ : fattore di partecipazione modale;

F^*_y : forza di plasticizzazione del sistema equivalente;

d^*_y : spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente;

d^*_u : spostamento ultimo del sistema equivalente.

Selezionando la voce dettagli, viene mostrata la seguente tabella:

Vulnerabilità Sismica

				TR _C			TR=cost			
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	189	475	0.398	2.56	1.82	2.31	0.32	0.712	1.86	0.728
SLD	71	50	1.420	1.02	1.19	2.32	0.29	1.172	1.19	1.172
SLO	71	30	2.367	0.77	1.19	2.32	0.29	1.544	1.17	1.515

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_C(TR)}{PGA_D}$$

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Questa tabella, evidenzia due differenti procedure di calcolo per α_{PGA} che si basano su due ipotesi teoriche di partenza diverse, spetta al progettista la scelta di quella che ritiene più idonea per il caso di studio specifico. Entrambe le teorie si possono ritenere valide ed affidabili. Ricordiamo che i tre valori principali per la definizione dello spettro (a_g , F_0 , T^*_C) sono calcolati dal reticolo di riferimento a partire da un dato valore del periodo di ritorno T_R . Il valore della PGA_C su suolo rigido corrisponde al valore di a_g .

Metodo 1 ($T_R=cost.$): calcola PGA_C facendo variare il valore di a_g fino al raggiungimento della condizione dello stato limite corrispondente, mantenendo F_0 e T^*_C costanti definiti sulla base del valore TR definito dallo spettro sismico.

Metodo 2 (TR_C): calcola PGA_C facendo variare il valore di T_R fino al raggiungimento di una terna di valori (a_g , F_0 , T^*_C) corrispondente alla condizione dello stato limite in esame. Il valore di a_g così calcolato corrisponde alla PGA_C ricercata.

4- Analisi e verifica dei meccanismi di primo modo (meccanismi di ribaltamento locali)

Il software 3muri dedica la sezione 3muri ML allo sviluppo delle analisi relative a meccanismi locali, che potenzialmente potrebbero instaurarsi nella struttura oggetto di studio, conformemente a quanto riportato nelle *Norme Tecniche delle Costruzioni del D.M. 14 gennaio 2008 al paragrafo 8.7.1.*

L'osservazione dei danni causati dagli eventi sismici mette in luce due meccanismi di rottura dei paramenti murari:

- Meccanismo di danno di *I° modo*, comprendente collasso delle pareti fuori dal piano medio a causa di sollecitazioni perpendicolari allo stesso;
- Meccanismo di danno di *II° modo*, con verificarsi di rotture all'interno del piano della muratura stessa.

Il primo tipo di danno produce meccanismi di rottura di tipo locale mentre il secondo tipo di danno meccanismi di rottura di tipo globale.

Grazie al modulo 3muri ML è possibile studiare i principali meccanismi di danno di I° modo.


Partendo dalla pianta di base, una volta modellata la struttura, definita la mesh del modello e inserito il carico sismico relativo al sito di riferimento, attraverso i comandi di input precedentemente definiti, poniamo attenzione all'area grafica *Meccanismi locali*.

Area grafica meccanismi locali

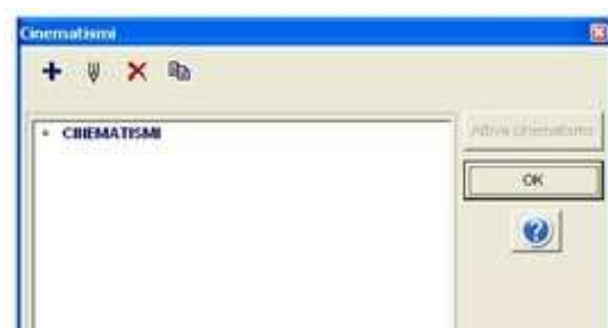
L'area grafica **Meccanismi locali** è l'area dedicata alla verifica dei meccanismi locali.







I principali comandi di riferimento contenuti in tale area sono:

- Cinematismi: 

attivato il quale è possibile l'apertura della finestra di "archivio" dei cinematismi, utile per catalogare i differenti tipi di meccanismi locali oggetto di analisi.



I principali comandi presenti in tale finestra sono:

- Nuovo meccanismo, utile per l'inserimento di un nuovo cinematismo: ;
- Modifica nome meccanismo: ;
- Elimina meccanismo: ;
- Duplica meccanismo: ;

In tal modo è possibile salvare volta per volta un particolare cinematismo esaminato.

La descrizione di tali comandi non è scontata, in quanto il software non salva in automatico i differenti cinematismi oggetto di studio. È, quindi, consigliabile, onde evitare la perdita delle analisi elaborate, salvare e nominare i differenti cinematismi volta per volta.

Analisi cinematica lineare

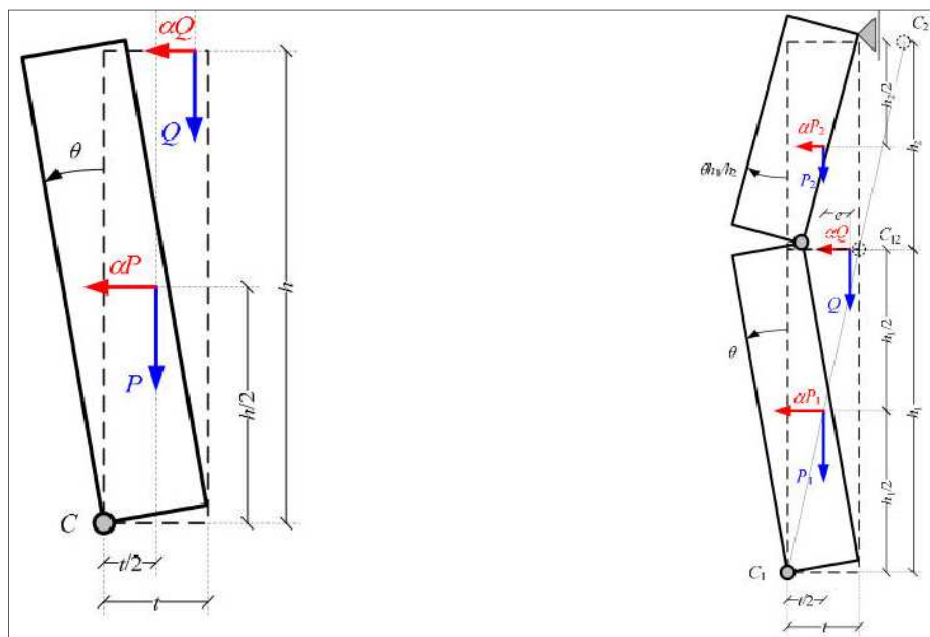
L'analisi cinematica lineare si fonda sostanzialmente su ipotesi di base:

- Il pannello murario ha resistenza nulla a trazione;
- La resistenza a compressione è infinita;
- La deformabilità del blocco è limitata;
- Assenza di scorrimenti tra i differenti conci che costituiscono il pannello murario.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha = 0$). Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);

- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

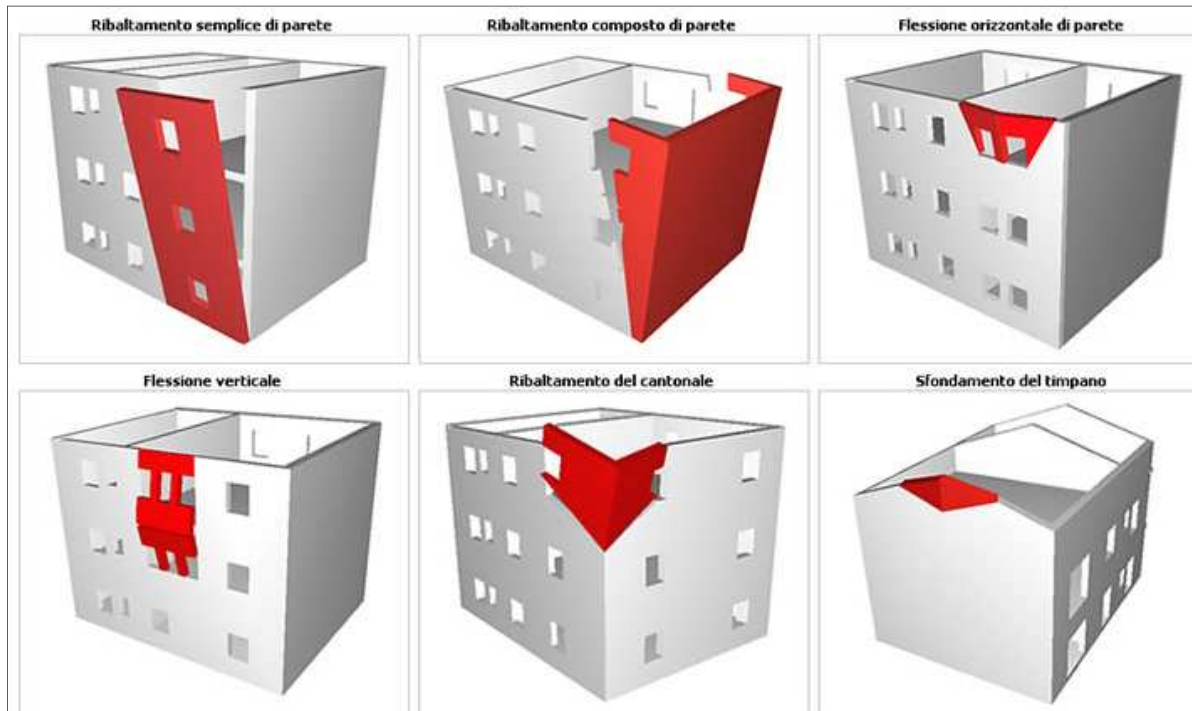


Blocco cinematico

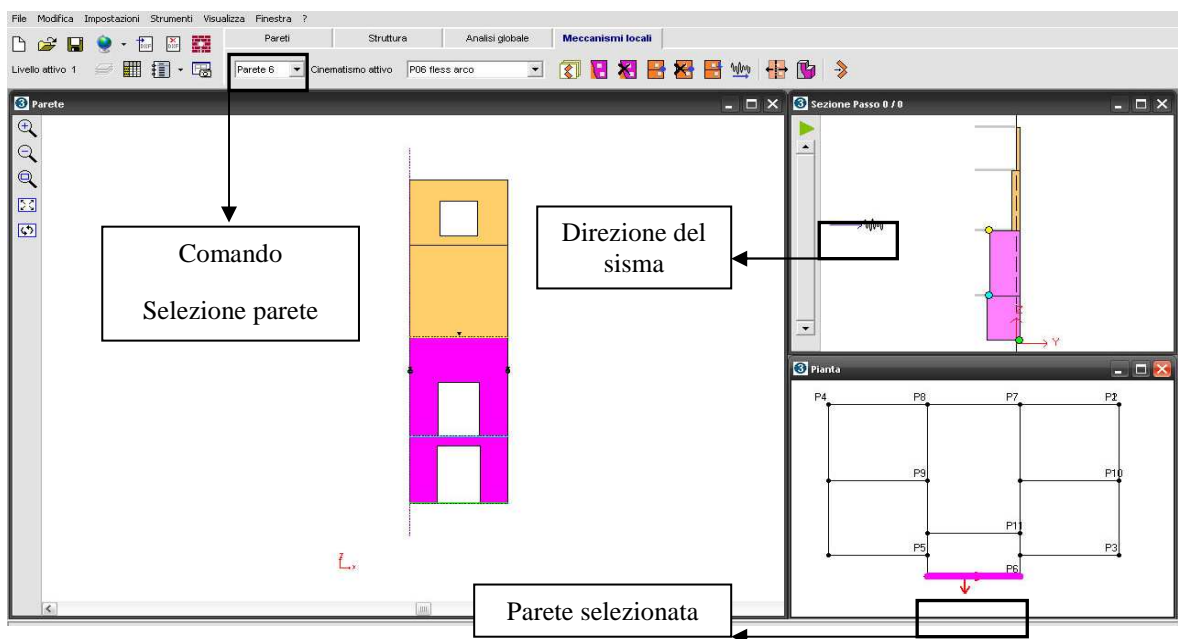
Creato il cinematismo, attivato attraverso il comando “Attiva Cinematismo”, è possibile definire un **blocco cinematico** da analizzare, la cui determinazione permette di studiare l'equilibrio di una struttura, resa labile attraverso l'ausilio di opportune cerniere.

Per blocco cinematico intendiamo la porzione di muratura definita “infinitamente rigida”, il cui movimento viene solitamente riferito ad un altro blocco o muratura adiacente. I principali meccanismi di primo modo, che possono innescarsi in una struttura, sono i seguenti:


- Ribaltamento semplice;
- Ribaltamento composto;
- Rottura per flessione ad arco.




Attivato un cinematisimo di riferimento, precedentemente creato con l'opportuno comando, è possibile definire l'input del meccanismo, selezionando innanzitutto la parete su cui effettueremo l'analisi, attraverso l'ausilio del comando a tendina.



La definizione del **blocco cinematico** avviene utilizzando i seguenti comandi:

- Inserimento blocco: 

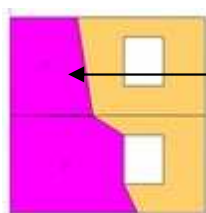
con cui è possibile inserire la superficie del blocco mediante la definizione di una poligonale chiusa. Premuto il comando, infatti, semplicemente utilizzando il puntatore del mouse sulla parete selezionata, attivando gli snap in corrispondenza dei nodi e delle linee presenti e chiudendo la poligonale col tasto destro del mouse, è possibile definire l'area interessata dal cinematismo;

- Elimina blocchi: 

con cui è possibile rimuovere il blocco precedentemente creato semplicemente selezionandolo e premendo il tasto destro del mouse.

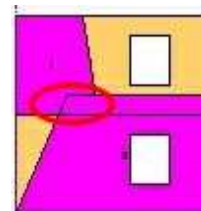
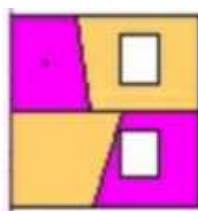
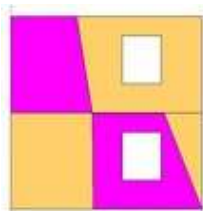
È fondamentale la corretta costruzione del blocco cinematico come di seguito riportato.

I blocchi devono sempre possedere in lato in comune, lungo il quale sarà collocata la cerniera che innesca il cinematismo.




Questa costruzione è **corretta** in quanto i blocchi cinematici hanno un lato in comune.

Le tre **costruzioni** seguenti **non sono corrette** in quanto presentano rispettivamente solo un vertice in comune, nessun lato in comune o intersezione/sovrapposizione dei blocchi cinematici.

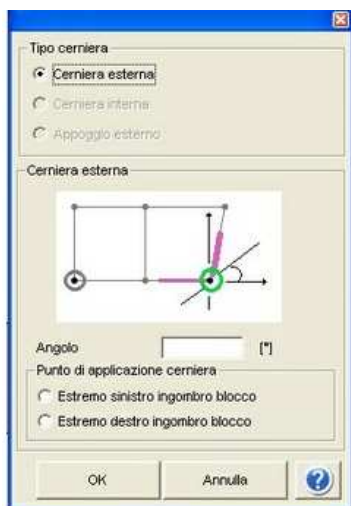


Definito il o i blocchi cinematici, per poter innescare in cinematismo richiesto è necessario inserire correttamente i **vincoli** tra i differenti blocchi.

I comandi principali sono:

- Inserimento vincolo: 

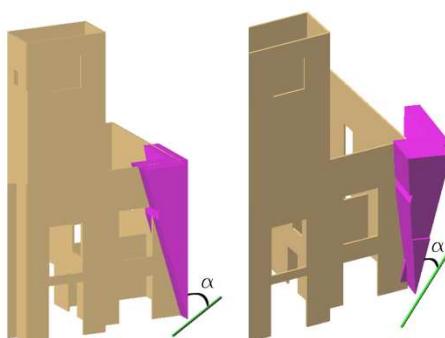
con il quale attiviamo la finestra di selezione della tipologia di vincolo.



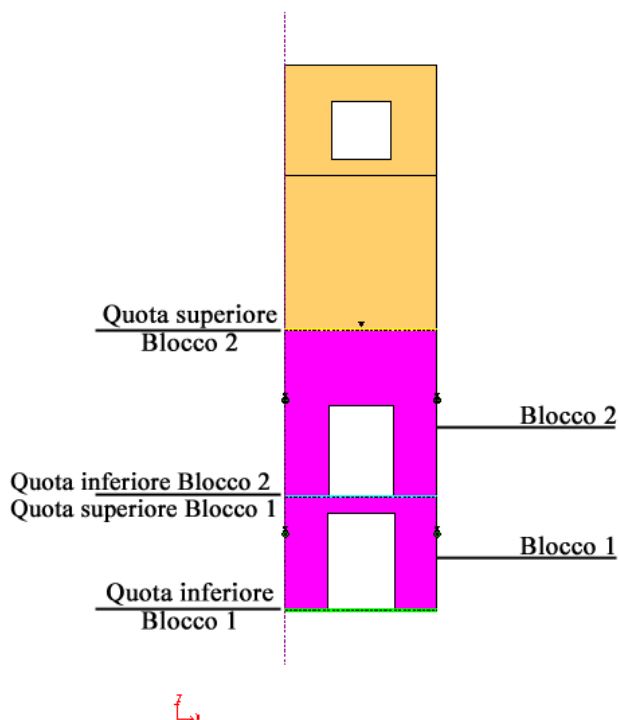
Le tipologie di cerniere inseribili sono: Cerniera esterna; Cerniera interna; Appoggio.

È importante inserire le cerniere nell'ordine visualizzato nella finestra sottostante, altrimenti il software non riconosce lo schema statico come equilibrato.

Nel caso di ribaltamento ad angolo è possibile definire nel campo "angolo" l'ampiezza d'angolo che il vincolo forma con la parete attiva. Ovviamente, se l'asse è contenuto nella muratura, l'angolo sarà pari a 0.



Definiti i blocchi, si passa all'inserimento dei vincoli, che saranno definiti per ciascun blocco. Scelto il vincolo, premuto "Ok", clicchiamo col puntatore del mouse il blocco di riferimento da vincolare.



Una volta cliccato il blocco di riferimento il vincolo viene inserito alla quota:

- Inferiore se cerniera esterna;
- Superiore del blocco se cerniera interna;
- Superiore se Appoggio.

- Elimina vincolo:

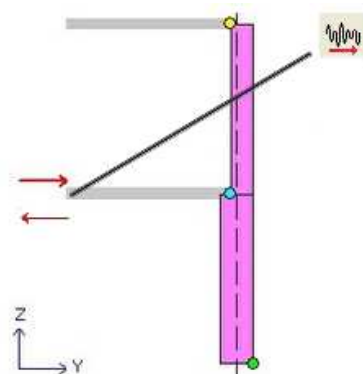


con il quale è possibile eliminare un vincolo erroneamente inserito.

- Direzione sisma:



con il quale è possibile cambiare il verso del sisma.

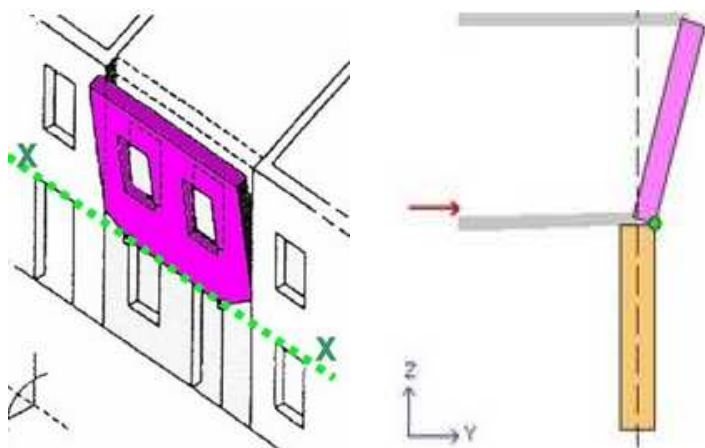


A ciascuna tipologia di vincolo è associato un colore predefinito:

- Verde, cerniera esterna;
- Celeste, cerniera interna;
- Giallo, appoggio esterno.

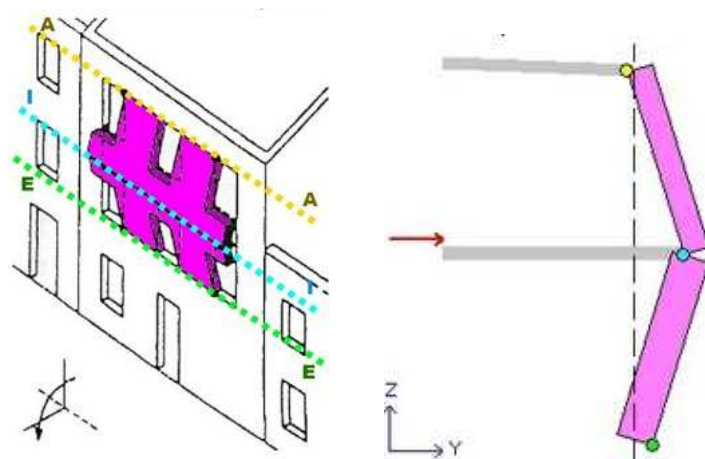
Come precedentemente citato, i meccanismi da analizzare afferiscono principalmente a tre famiglie:

- Ribaltamento semplice:



In questo caso il blocco ruota intorno ad un asse $X - X$, rispetto a una porzione di muratura che resta indeformata. Si inserirà inferiormente un vincolo “cerniera esterna”.

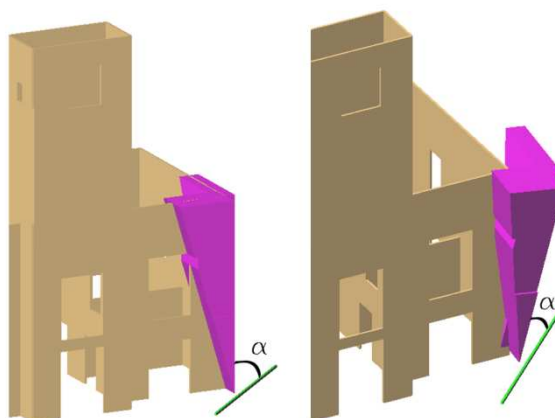
- Rottura ad arco:



In questo caso si nota la presenza di due blocchi. Un blocco inferiore, direttamente appoggiato sulla muratura non deformata e un blocco superiore. Per lo studio del cinematisimo è fondamentale inserire una “cerniera esterna” lungo $E - E$, lungo $I - I$, invece, una “cerniera interna” ed infine un semplice appoggio superiormente, lungo $A - A$.

- Ribaltamento angolare:


Per la definizione del quale è sufficiente costituire due poligoni chiusi, blocchi, uno per ciascuna parete convergente nell'angolo e inserire il vincolo alla base dei blocchi con il relativo angolo formato tra parete attiva e vincolo stesso.



Inserimento carichi

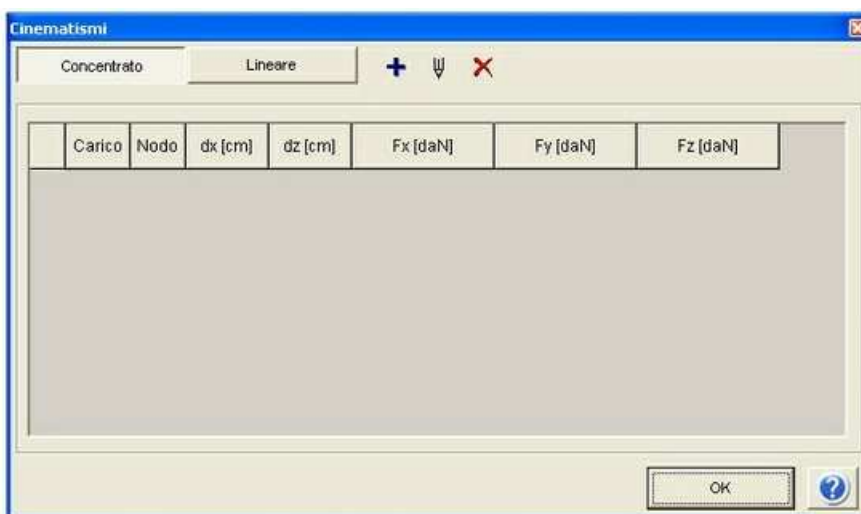
L'ultimo passo utile per la definizione completa del cinematismo è l'**inserimento di eventuali carichi**.

I principali comandi necessari per l'esecuzione di tale operazione sono;

- Inserimento carichi: 

con tale comando è possibile aprire l'interfaccia grafica dedicata all'inserimento di carichi sia "puntuali" che "concentrati".

Fondamentale è prestare attenzione al corretto inserimento dei carichi coinvolti nel calcolo del cinematismo. Il software non calcola in automatico carichi dovuti alla spinta delle volte, alla presenza di eventuali tiranti e qualsiasi tipologia di carico esterno agente sul blocco cinematico. Il software considera unicamente tutti i carichi verticali concentrati, lineari o distribuiti sui solai che interessano ciascun singolo blocco o la sua quota superiore oltre al peso proprio del blocco stesso. Quindi il peso proprio di una porzione di muratura posta sul blocco oggetto di studio deve essere inserito attraverso l'apposita finestra di editazione dei carichi.

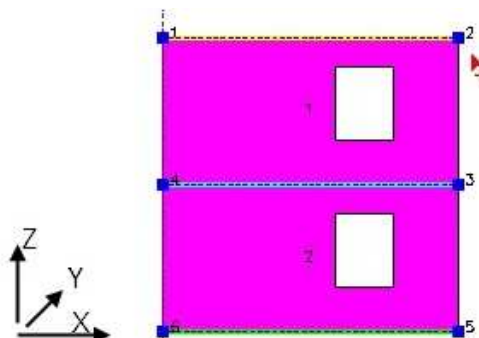


Inizialmente l'interfaccia apparirà vuota poiché non è definito alcun carico di default.

Per la definizione dei carichi sono fondamentali i seguenti comandi:

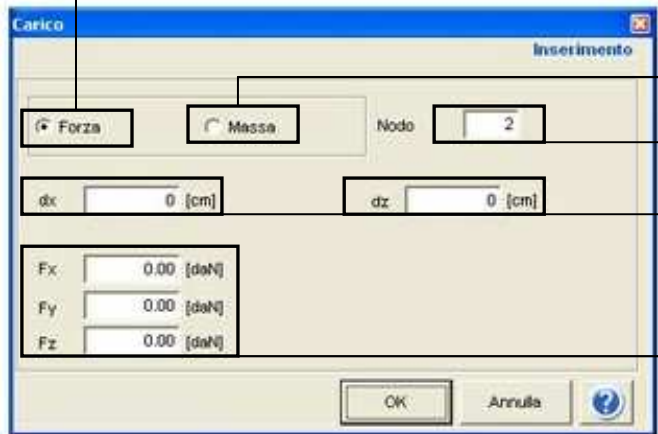
- Inserisci nuovo carico: 

con il quale abilitiamo il puntatore (che diverrà di colore rosso, come in figura) all'inserimento dei carichi sul nodo o nei pressi del nodo più vicino al punto di applicazione dello stesso.



Selezionato il punto di inserimento del carico, automaticamente si aprirà una nuova finestra con la quale è possibile editare il carico concentrato / distribuito da inserire.

Carico verticale ($F_z \neq 0$) che non genera massa e quindi nessuna componente di tipo sismico orizzontale (Es. carico muro superiore blocco)

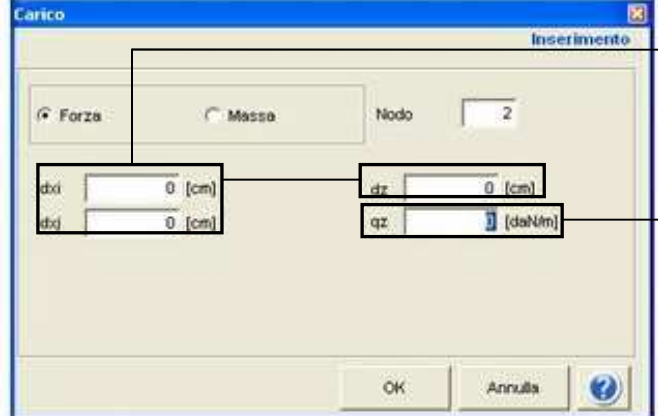
Carico Concentrato


Carico verticale ($F_z \neq 0$) che per sua natura genera massa e quindi componente sismica orizzontale

Indica il nodo selezionato sul modello

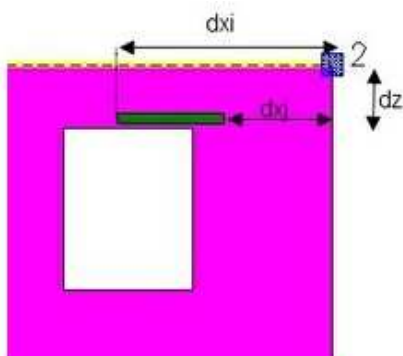
Coordinate relative al sistema centrato sul nodo per posizionamento del carico

Componenti della forza nel sistema parete

Carico Distribuito


Coordinate relative al sistema centrato sul nodo per posizionamento del carico

Carico verticale distribuito



A sinistra è possibile notare un esempio di parete / blocco cinematico dove il carico distribuito è inserito rispetto al nodo 2, più vicino allo stesso, con riferimento al sistema di coordinate relative del sistema con origine sul nodo stesso.

Definito il carico, premendo “Ok”, nella tabella riassuntiva dei carichi comparirà una riga apposita con tutte le informazioni sul carico appena inserito. Ci saranno tante righe per quanti sono i carichi inseriti nel modello.

	Carico	Nodo	dx _i [cm]	dx _j [cm]	dz [cm]	qz [daN]
▶	2	2	-200	-100	-50	-100

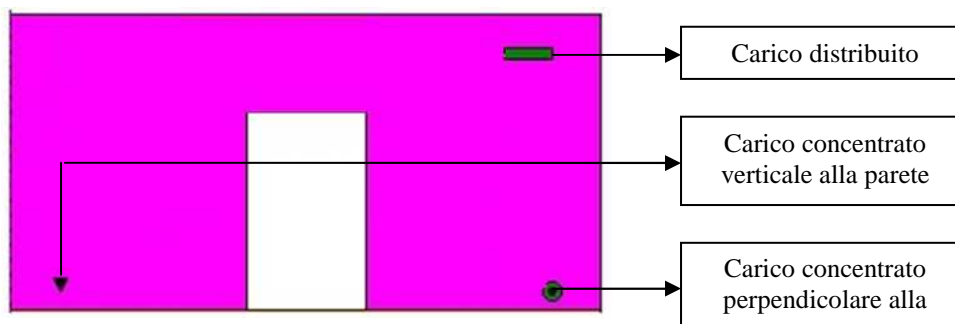
- Modifica: 

con cui è possibile modificare direttamente i parametri di un particolare carico inserito, selezionando previamente la riga ad esso afferente.

- Elimina: 

con cui è possibile eliminare il carico relativo alla riga selezionata.

Ogni carico inserito è visualizzato graficamente con un simbolo differente:



Calcolo del cinematismo

Definiti i blocchi cinematici, inseriti i vincoli opportuni e gli eventuali carichi non automaticamente implementati dal software, è possibile procedere al calcolo relativo ai dati in input. Per effettuare tale operazione utilizziamo il comando seguente:

- Calcolo: 

Il calcolo, conforme alla normativa vigente, viene eseguito selezionando l'apposito comando, che una volta premuto permette di visualizzare una nuova finestra:



Selezionando “vincolo a terra”, ci riferiamo a una porzione di fabbricato sostanzialmente appoggiata a terra.



Selezionando “vincolo in quota”, qualora il cinematismo in esame riguardi una porzione di fabbricato posta in quota, appariranno due valori aggiuntivi, direttamente forniti dal programma:

- $T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$ con $C_1 = 0.50$ e H, altezza del fabbricato;
- $\Psi = Z/H$ primo modo di vibrazione della struttura, normalizzato ad uno, con Z altezza relativa del blocco considerato rispetto al piano fondale ed H altezza del fabbricato.

La verifica allo SLD, stato limite di danno, non è richiesta dalla normativa e per questo non è selezionata, eventualmente editabile.

Una volta immessi tutti i parametri relativi al vincolo è possibile lanciare il calcolo premendo il tasto “Ok”.

Risultati del calcolo

Una volta lanciato e terminato il calcolo viene mostrata la apposita finestra con i risultati dello stesso.

Premendo la tipologia di verifica desiderata, attraverso l'apposito comando, è possibile visionare i risultati del calcolo allo **SLD** (stato limite di danno) o allo **SLV** (stato limite di salvaguardia della vita).




Dove:

- a_0^* è l'accelerazione sismica spettrale di attivazione del meccanismo;
- a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC;
- S è lo spettro di accelerazione elastico delle componenti orizzontali, definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC ;
- q è il fattore di struttura, assunto uguale a 2.0;
- $Se(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento VR come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;

- $\psi(Z)$: primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- γ : coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

Se il vincolo è posto a terra, va eseguita solo la verifica allo SLV, in caso di vincolo in quota, va eseguita sia la verifica allo SLV che quella allo SLD.

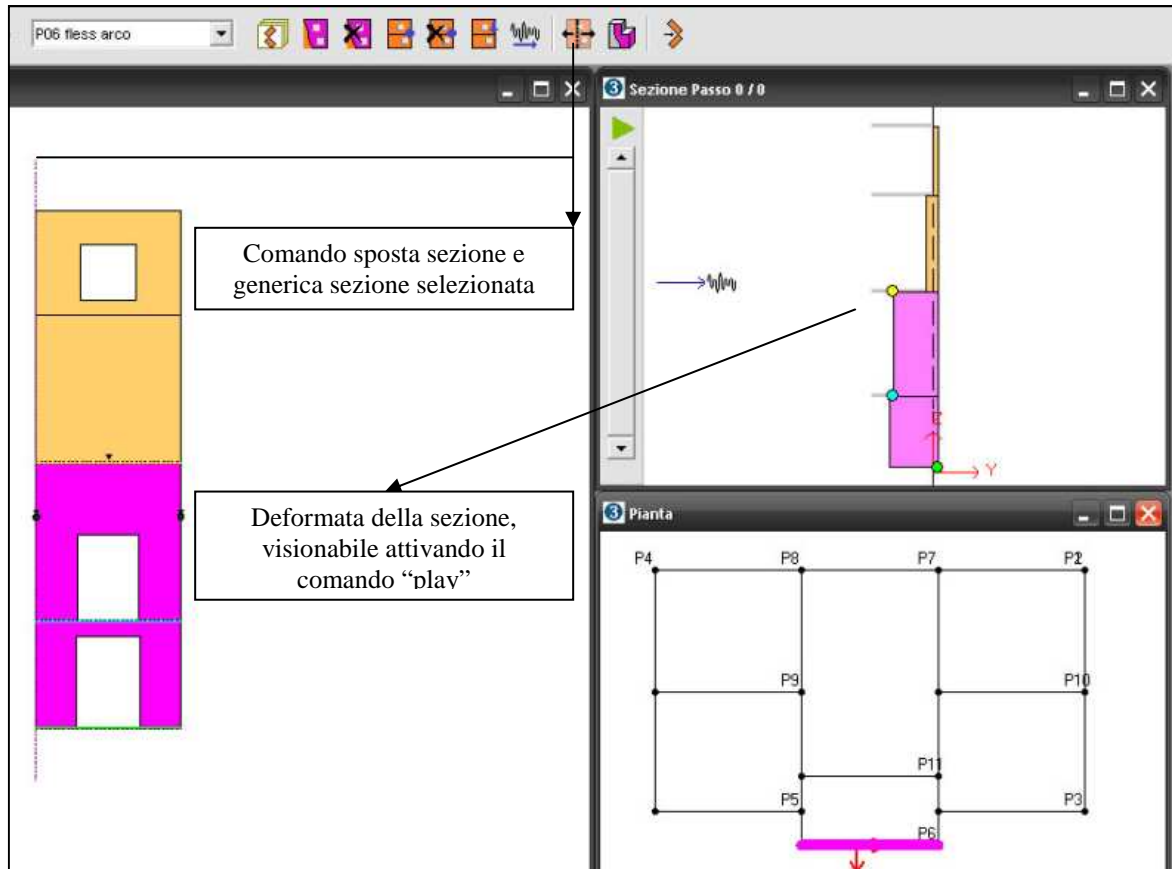
A calcolo terminato nell'apposita finestra è possibile visionare la deformata di una determinata sezione. I comandi utilizzati in questa fase sono:

- Sposta sezione: 

Con il quale è possibile, dopo aver digitato il comando, selezionare una generica sezione sulla parete semplicemente cliccando sull'area grafica.

- Play: 

Utilizzato per lanciare la deformata della parete selezionata.



APPENDICE B



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE
UFFICIO SERVIZIO SISMICO NAZIONALE

SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI "LIVELLO 1" O DI "LIVELLO 2" PER GLI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO

(Ordinanza n. 3274/2003 – Articolo 2, commi 3 e 4)

1) Identificazione dell'edificio		Spazio riservato DPC	
Regione PUGLIA Codice Istat 016		Codice DPCM N° progressivo intervento	
Provincia Taranto Codice Istat 073		Scheda n° 01 Data 12/07/2012	
Comune Palagiano Codice Istat 021		Complesso edilizio composto da 1 edifici MODELLO A	
Frazione/Località		Codice identificativo B.1.1	
Indirizzo Piazza Vittorio Veneto		Dati Catastali Foglio Allegato	
Num. Civico 4 C.A.P. 74019		Particelle	
		Posizione edificio 1 <input checked="" type="radio"/> Isolato 2 <input type="radio"/> Interno 3 <input type="radio"/> D'estremità 4 <input type="radio"/> D'angolo	
		Coordinate geografiche (ED50 – UTM fuso 32-33)	
		E	Fuso
		N	32
Denominazione edificio		Municipio	
Proprietario		Amministrazione comunale	
Utilizzatore		Amministrazione	
2) Dati dimensionali ed età costruzione/ristrutturazione			
N° Piani totali con interrati	Altezza media di piano [m]	Superficie media di piano [m ²]	Volume oggetto di verifica [m ³]
4	4,2	88,9	1800
A	B	C	H
4	4,2	88,9	1800
F <input checked="" type="checkbox"/> Nessun intervento eseguito sulla struttura dopo la costruzione			
G Anno di progettazione ultimo intervento eseguito sulla struttura			
G1	G2	G3	Altro
<input type="radio"/> Adeg.	<input type="radio"/> Miglior.	<input type="radio"/> Altro	
3) Materiale strutturale principale della struttura verticale			
Cemento armato	Acciaio	Acciaio-calcestruzzo	Muratura
			Legno
			Misto (Muratura e c.a.)
			Prefabbricati in c.a. o c.a.p.
H Altro (specificare)			
A	B	C	D
<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
E	F	G	H
<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
4) Dati di esposizione			
Numero di persone mediamente presenti durante la fruizione ordinaria dell'edificio			
15			
5) Dati geomorfologici			
Morfologia del sito			
A <input type="radio"/>	B <input type="radio"/>	C <input type="radio"/>	D <input checked="" type="radio"/>
Cresta/Dirupo	Pendio Forte	Pendio leggero	Pianura
Fenomeni franosi			
E <input checked="" type="radio"/>		F <input type="radio"/>	
Assenti		Presenti	
6) Destinazione d'uso			
A Originaria	Codice d'uso S36		
B Attuale	Codice d'uso S52		

7) Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti			
A	Sopraelevazione		<input type="checkbox"/>
B	Ampliamento		<input type="checkbox"/>
C	Variazione di destinazione che ha comportato un incremento dei carichi originari al singolo piano superiore al 20%		<input type="checkbox"/>
D	Interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.		<input type="checkbox"/>
E	Interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.		<input type="checkbox"/>
F	Interventi di miglioramento sismico.		<input type="checkbox"/>
G	Interventi di sola riparazione dei danni strutturali.		<input type="checkbox"/>
H	Interventi di consolidamento delle strutture esistenti eseguiti in assenza di normative sismiche specifiche.		<input type="checkbox"/>

8) Eventi significativi subiti dalla struttura			9) Perimetrazione ai sensi del D.L. 180/1998		
Tipo evento	Data	Tipologia Intervento	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1 NB: In caso affermativo compilare la matrice sottostante		
1) Codice evento				Area R4	Area R3
2) Codice evento		1) Frana	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) Codice evento		2) Alluvione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

10) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (cemento armato)		11) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (acciaio)	
1) Struttura a telai in c.a. in due direzioni	<input type="radio"/>	1) Struttura intelaiata	<input type="radio"/>
2) Struttura a telai in c.a. in una sola direzione	<input type="radio"/>	2) Struttura con controventi reticolari concentrici	<input type="radio"/>
3) Struttura a pareti in c.a. in due direzioni	<input type="radio"/>	3) Struttura con controventi eccentrici	<input type="radio"/>
4) Struttura a pareti in c.a. in una sola direzione	<input type="radio"/>	4) Struttura a mensola o a pendolo invertito	<input type="radio"/>
5) Struttura mista telaio-pareti	<input type="radio"/>	5) Struttura intelaiata controventata	<input type="radio"/>
6) Struttura a nucleo	<input type="radio"/>	6) Altro	<input type="radio"/>
7) Altro	<input type="radio"/>		

12) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (muratura)						
	Tipologia base	Eventuali caratteristiche migliorative				
		Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
	1	2	3	4	5	6
1) Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2) Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4) Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5) Muratura a blocchi lapidei squadri	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6) Muratura in mattoni pieni e malta di calce	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7) Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8) Muratura in blocchi laterizi forati (percentuale di foratura < 45%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9) Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10) Muratura in blocchi di calcestruzzo (percentuale di foratura tra 45% e 65%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11) Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12) Altro	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

13) Diaframmi orizzontali (cemento armato, acciaio, muratura)		14) Copertura (cemento armato, acciaio, muratura)													
1) Volte senza catene	<input checked="" type="checkbox"/>	1) Copertura spingente pesante	<input type="checkbox"/>												
2) Volte con catene	<input type="checkbox"/>	2) Copertura non spingente pesante	<input type="checkbox"/>												
3) Diaframmi flessibili (travi in legno con semplice tavolato, travi e voltine,...)	<input checked="" type="checkbox"/>	3) Copertura spingente leggera	<input type="checkbox"/>												
4) Diaframmi semirigidi (travi in legno con doppio tavolato, travi e tavelloni,...)	<input type="checkbox"/>	4) Copertura non spingente leggera	<input type="checkbox"/>												
5) Diaframmi rigidi (solai di c.a., travi ben collegate a solette di c.a., lamiera grecata con soletta in c.a.,)	<input type="checkbox"/>	5) Altro	<input type="checkbox"/>												
6) Altro	<input type="checkbox"/>														
15) Distribuzione tamponature (cemento armato ed acciaio)		16) Fondazioni													
1) Distribuzione irregolare delle tamponature in pianta	<input type="checkbox"/>	1) Plinti isolati	<input type="checkbox"/>												
2) Distribuzione irregolare delle tamponature sull'altezza dell'edificio	<input type="checkbox"/>	2) Plinti collegati	<input type="checkbox"/>												
3) Tamponature tali da individuare pilastri corti	<input type="checkbox"/>	3) Travi rovesce	<input type="checkbox"/>												
4) Tamponature senza misure a contrasto di collassi fragili ed espulsione in direzione perpendicolare al pannello	<input type="checkbox"/>	4) Platea	<input type="checkbox"/>												
5) Altro	<input type="checkbox"/>	5) Fondazioni profonde	<input type="checkbox"/>												
		6) Fondazioni a quote diverse	SI <input type="checkbox"/> 0 – NO <input type="checkbox"/> 1												
17) Periodo di riferimento															
A	VR = 75 anni	^{17A1}	B	VR = 100 anni	^{17A2}	C	VR = 150 anni	^{17A3}	D	VR = 200 anni	^{17A4}	E	Altro	^{17A9} _B	17A2
18) Classificazione sismica															
	STATI LIMITE (P _{VR})														
Parametro relativo a suolo rigido e con superficie topografica orizzontale (di categoria A)	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)											
1) Valore dell'accelerazione orizzontale massima a _g (g)	0,049 g	0,066 g	0,193 g	-											
2) Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, F ₀	2,45 s	2,53 s	2,48 s	-											
3) Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro T _c (sec.)	0,3	0,29	0,29	-											
19) Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche															
1	Metodologia per l'attribuzione della categoria di sottosuolo	1) Sulla base di carte geologiche disponibili	<input checked="" type="checkbox"/>												
		2) Sulla base di indagini esistenti	<input type="checkbox"/>												
		3) Sulla base di prove in situ effettuate appositamente	<input type="checkbox"/>												
2	Descrizione indagini effettuate o già disponibili	1) Sondaggi geognostici a distruzione o a carotaggio continuo	<input type="checkbox"/>												
		2) Prova Standard Penetration Test (SPT) o Cone Penetration Test (CPT)	<input type="checkbox"/>												
		3) Prospezione sismica in foro (Down-Hole o Cross-Hole)	<input type="checkbox"/>												
		4) Prova sismica superficiale a rifrazione	<input type="checkbox"/>												
		5) Analisi granulometrica	<input type="checkbox"/>												
		6) Prove triassiali	<input type="checkbox"/>												
		7) Prove di taglio diretto	<input type="checkbox"/>												
		8) Altro	<input type="checkbox"/>												

3	Eventuali anomalie	1) Presenza di cavità			SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1		
		2) Presenza di terreni di fondazione di natura significativamente diversa			SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1		
4	Velocità media onde di taglio V_{s30} m/s	5	Resistenza Penetrometrica media N_{SPT} colpi	6	Resistenza media alla punta q_c kPa	7	Coesione non drenata media c_u kPa
8	Susceptibilità alla liquefazione SI <input type="radio"/> 19S-1 0 – NO <input type="radio"/> 19S0 1 NB: In caso affermativo compilare la parte destra	1) Profondità della falda da piano di campagna					Z_w
		2) Profondità della fondazione rispetto al piano di campagna					Z_g
		3) Presenza di terreni a grana grossa sotto la quota di falda entro i primi 15 m di profondità:					SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1
		Spessore		densità	sciolte	medie	dense
		3.1) Sabbie fini	m 198D1		<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
		3.2) Sabbie medie	m 198D2		<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
3.3) Sabbie grosse	m 198D3		<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>		
9	Categoria di suolo di fondazione B (NTC, Tabb. 3.2.II e 3.2.III)	10					
11	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1					

20) Regolarità dell'edificio

A	La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze ?	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input checked="" type="radio"/> 1
B	Qual è il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto ?	1,43
C	Qual è il massimo valore di rientri o sporgenze espresso in % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione?	%
D	I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti?	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input checked="" type="radio"/> 1
E	Qual è la minima estensione verticale di un elemento resistente dell'edificio (quali telai o pareti) espressa in % dell'altezza dell'edificio ?	%
F	Quali sono le massime variazioni da un piano all'altro di massa e rigidezza espresse in % della massa e della rigidezza del piano contiguo con valori più elevati ?	%
G	Quali sono i massimi restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio, in % alla dimensione corrispondente al primo piano ed a quella corrispondente al piano immediatamente sottostante. Nel calcolo può essere escluso l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	% (p. 1°) % (p. T)
H	Sono presenti elementi non strutturali particolarmente vulnerabili o in grado di influire negativamente sulla risposta della struttura (es. tamponamenti rigidi distribuiti in modo irregolare in pianta o in elevazione, camini o parapetti di grandi dimensioni in muratura, controsoffitti pesanti) ?	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input checked="" type="radio"/> 1
I	Giudizio finale sulla regolarità dell'edificio, ottenuto in relazione alle risposte fornite dal punto A al punto H	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input checked="" type="radio"/> 1

21) Fattore di confidenza

A	Determinato secondo le tabelle dell'appendice C.8.A. alla Circolare	
B	Determinato secondo la Direttiva PCM 12/10/2007	

22) Livello di conoscenza			
A	LC1: Conoscenza Limitata (FC 1.35)	<input type="radio"/>	
B	LC2: Conoscenza Adeguata (FC 1.20)	<input checked="" type="radio"/>	
C	LC3: Conoscenza Accurata (FC 1.00)	<input type="radio"/>	
D	Geometria (Carpenteria) (cemento armato, acciaio)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione	<input type="radio"/>
		2) Rilievo ex-novo completo	<input type="radio"/>
E	Dettagli strutturali (cemento armato, acciaio)	1) Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		2) Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ	<input type="radio"/>
		3) Estese verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		4) Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ	<input type="radio"/>
		5) Esaustive verifiche in-situ	<input type="radio"/>
F	Proprietà dei materiali (cemento armato, acciaio)	1) Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	<input type="radio"/>
		2) Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ	<input type="radio"/>
		3) Estese prove in-situ	<input type="radio"/>
		4) Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ	<input type="radio"/>
		5) Esaustive prove in-situ	<input type="radio"/>
G	Quantità di rilievi dei dettagli costruttivi (cemento armato)	1) Elemento primario trave	%
		2) Elemento primario pilastro	%
		3) Elemento primario parete	%
		4) Elemento primario nodo	%
		5) Elemento primario altro (specificare)	%
H	Quantità prove svolte sui materiali (cemento armato)	1) Elemento primario trave	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		2) Elemento primario pilastro	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		3) Elemento primario parete	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		4) Elemento primario nodo	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		5) Elemento primario altro (specificare)	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		6) Eventuali prove non distruttive svolte (elencare): a) b) c)	
I	Quantità di rilievi dei collegamenti (acciaio)	1) Elemento primario trave	%
		2) Elemento primario pilastro	%
		3) Elemento primario nodo	%
		4) Elemento primario altro (specificare)	%
L	Quantità prove svolte sui materiali (acciaio)	1) Elemento primario trave	1 -Provini acciaio 2 -Provini bulloni/chiodi
		2) Elemento primario pilastro	1 -Provini acciaio 2 -Provini bulloni/chiodi
		4) Elemento primario nodo	1 -Provini acciaio 2 -Provini bulloni/chiodi
		5) Elemento primario altro (specificare)	1 -Provini acciaio 2 -Provini bulloni/chiodi
M	Geometria (Carpenteria) (muratura)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione per ciascun piano	<input type="checkbox"/>
		2) Rilievo strutturale	<input checked="" type="checkbox"/>
		3) Rilievo del quadro fessurativo	<input checked="" type="checkbox"/>

N	Dettagli strutturali (muratura)	1) Limitate verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		2) Estese ed esaustive verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		3) Buona qualità del collegamento tra pareti verticali ?	SI <input checked="" type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1
		4) Buona qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ?	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1
		5) Presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento ?	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input checked="" type="radio"/> 1
		6) Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture?	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1
		7) Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti ?	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1
		8) Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità ?	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1
O	Proprietà dei materiali (muratura)	1) Limitate indagini in-situ	<input checked="" type="radio"/>
		2) Estese indagini in-situ	<input type="radio"/>
		3) Esaustive indagini in-situ	<input type="radio"/>
P	Edificio semplice	1) Rispondenza alla definizione DM 14-01-2008 par. 7.8.1.9	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input checked="" type="radio"/> 1

23) Resistenza dei materiali (valori medi utilizzati nell'analisi)

		1	2	3	4	5	6	7	8
		Cls fondazione	Cls elevazione	Acciaio in barre	Acciaio profilati	Bulloni chiodi	Muratura 1	Muratura 2	Altro
A	Resistenza a Compressione (N/mm ²)						1,580		
B	Resistenza a Trazione (N/mm ²)						0,000		
C	Resistenza a taglio (N/mm ²)						0,030		
D	Modulo di elasticità Normale (GPa)						0,360		
E	Modulo di elasticità Tangenziale (GPa)						1,080		

24) Metodo di analisi

A	Analisi statica lineare	<input type="radio"/>	E	Fattore di struttura $q = 2,00$
B	Analisi dinamica lineare	<input type="radio"/>		
C	Analisi statica non lineare	<input checked="" type="radio"/>	F	Sono state effettuate analisi cinematiche
D	Analisi dinamica non lineare	<input type="radio"/>		SI <input checked="" type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1

25) Modellazione della struttura

A	Due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale, considerando l'eccentricità accidentale	<input type="radio"/>	
B	Modello tridimensionale con combinazione dei valori massimi	<input checked="" type="radio"/>	
C	Periodi fondamentali	Direzione X 0.607 sec	Direzione Y 0.7 sec
D	Masse partecipanti	Direzione X 64 %	Direzione Y 80 %

Rigidezza flessionale ed a taglio		1	2		3
		Non fessurata	Fessurata	con una riduzione del	determinata dal legame costitutivo utilizzato
E	Elementi trave	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	%	<input type="radio"/>
F	Elementi pilastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	%	<input type="radio"/>
G	Muratura	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	50 %	<input type="radio"/>
H	Altro elem. 1(specificare)	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	%	<input type="radio"/>
I	Altro elem. 2(specificare)	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	%	<input type="radio"/>

26) Risultati dell'analisi: capacità in termini di accelerazione al suolo e periodo di ritorno per diversi SL

		Tipo di rottura								
		cemento armato, acciaio				muratura				Tutti
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		Verifiche a taglio	Verifiche dei nodi	Verifiche di deformazione o di resistenza a flessione o pressoflessione	Capacità limite fondazioni	Capacità limite fondazioni	Verifiche di deformazione nel piano o globali per analisi statica non lineare	Verifiche fuori dal piano	Verifiche di resistenza nel piano	Deformazione di danno
A										
B	PGA _{CLV}						0,131	0,017		
C	PGA _{CLD}									0,017
D	PGA _{CLO}									0,006
E										
F	T _{RCLV}						261	30		
G	T _{RCLD}									30
H	T _{RCLD}									30

27) Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	TRD (anni)
A Stato limite di collasso (SLC)	-	-
B Stato limite di salvaguardia (SLV)	PGADLV = 0,231 g	TRDLV = 949
C Stato limite di danno (SLD)	PGADLD = 0,079 g	TRDLD = 101
D Stato limite di operatività (SLO)	PGADLO = 0,059 g	TRDLO = 60

28) Indicatori di rischio

Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Rapporto fra i periodi di ritorno elevato ad a
A di collasso (α_{uc})	$= (PGACLV / PGADLV)$	$= (TRCLV / TRDLV)^a$
B per la vita (α_{uv})	$= (PGACLV / PGADLV) = 0,074$	$= (TRCLV / TRDLV)^a = 0,24$
C di inagibilità (α_{ed})	$= (PGACLD / PGADLD) = 0,215$	$= (TRCLD / TRDLD)^a = 0,59$
D per l'operatività (α_{eo})	$= (PGACLO / PGADLO) = 0,102$	$= (TRCLO / TRDLO)^a = 0,75$

29) Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento

A Criticità che condizionano maggiormente la capacità	1 <input type="checkbox"/> fondazioni 2 <input type="checkbox"/> travi 3 <input type="checkbox"/> pilastri	4 <input type="checkbox"/> setti 5 <input type="checkbox"/> murature 6 <input type="checkbox"/> solai	7 <input type="checkbox"/> coperture 8 <input type="checkbox"/> scale 9 <input type="checkbox"/> altro elemento torre
B Interventi migliorativi prevedibili	1 <input type="checkbox"/> interventi in fondazione 2 <input type="checkbox"/> aumento resist./dutt. sezioni 3 <input type="checkbox"/> nodi/collegamenti telai	4 <input checked="" type="checkbox"/> aumento resistenza muri 5 <input checked="" type="checkbox"/> tiranti, cordoli, catene 6 <input type="checkbox"/> solai o coperture	7 <input type="checkbox"/> eliminazione spinte 8 <input type="checkbox"/> altro irrigidimento solaio ligneo 9 <input type="checkbox"/> altro
C Stima dell'estensione degli interventi in relazione alla volumetria totale della struttura	Codice intervento 1 Codice intervento 2 Codice intervento 3	% percentuale volumetrica dell'edificio interessata dall'intervento % percentuale volumetrica dell'edificio interessata dall'intervento % percentuale volumetrica dell'edificio interessata dall'intervento	
D Stima dell'incremento di capacità conseguibile con gli interventi	1 <input type="checkbox"/> SLC 2 <input type="checkbox"/> SLV 3 <input type="checkbox"/> SLD	Codice intervento 1 Codice intervento 2 Codice intervento 3	PGA1 g PGA2 g PGA3 g approssimazione \pm g approssimazione \pm g approssimazione \pm g

30) Note

Beneficiario finanziamento Codice fiscale	Firma _____	Timbro
Tecnico incarico della verifica sismica	Firma _____	Timbro
Nome Luca G. - Gennaro Cognome Ruospo - Sinisi		



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE
UFFICIO SERVIZIO SISMICO NAZIONALE

Appendice B

SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI "LIVELLO 1" O DI "LIVELLO 2" PER GLI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO

(Ordinanza n. 3274/2003 – Articolo 2, commi 3 e 4)

1) Identificazione dell'edificio		Spazio riservato DPC	
Regione PUGLIA	Codice Istat 016	Codice DPCM	N° progressivo intervento
Provincia Taranto	Codice Istat	Scheda n° 02	Data 12/07/2012
Comune Palagiano	Codice Istat	Complesso edilizio composto da 1 edifici MODELLO B	
Frazione/Località	/	Codice identificativo	B.1.1
Indirizzo	Piazza Vittorio Veneto	Dati Catastali	Foglio
Num. Civico 4	C.A.P. 74019	Allegato	
Denominazione edificio		Municipio	
Proprietario		Amministrazione comunale	
Utilizzatore		Polizia Municipale - Proloco	
2) Dati dimensionali ed età costruzione/ristrutturazione			
N° Piani totali con interrati	Altezza media di piano [m]	Superficie media di piano [m ²]	Volume oggetto di verifica [m ³]
A 4	B 4.25	C 142.90	H 1236.85
D Anno di progettazione		E Anno di ultimazione della costruzione	
D 1932		E /	
F <input checked="" type="checkbox"/> Nessun intervento eseguito sulla struttura dopo la costruzione			
G Anno di progettazione ultimo intervento eseguito sulla struttura		G1	G2
		<input type="radio"/> Adeg.	<input type="radio"/> Miglior.
		G3	<input type="radio"/> Altro
3) Materiale strutturale principale della struttura verticale			
Cemento armato	Acciaio	Acciaio-calcestruzzo	Muratura
			Legno
			Misto (Muratura e c.a.)
			Prefabbricati in c.a. o c.a.p.
H Altro (specificare)			
A <input type="radio"/>	B <input type="radio"/>	C <input type="radio"/>	D <input checked="" type="radio"/>
E <input type="radio"/>	F <input type="radio"/>	G <input type="radio"/>	H <input type="radio"/>
4) Dati di esposizione			
Numero di persone mediamente presenti durante la fruizione ordinaria dell'edificio			
15			
5) Dati geomorfologici			
Morfologia del sito		Fenomeni franosi	
A <input type="radio"/>	B <input type="radio"/>	C <input type="radio"/>	D <input checked="" type="radio"/>
Cresta/Dirupo	Pendio Forte	Pendio leggero	Pianura
E <input checked="" type="radio"/>	F <input type="radio"/>		
Assenti	Presenti		
6) Destinazione d'uso			
A Originaria	Codice d'uso S36		
B Attuale	Codice d'uso S52		

7) Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti				
A	Sopraelevazione			<input type="checkbox"/>
B	Ampliamento			<input type="checkbox"/>
C	Variazione di destinazione che ha comportato un incremento dei carichi originari al singolo piano superiore al 20%			<input type="checkbox"/>
D	Interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.			<input type="checkbox"/>
E	Interventi strutturali volti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.			<input type="checkbox"/>
F	Interventi di miglioramento sismico.			<input type="checkbox"/>
G	Interventi di sola riparazione dei danni strutturali.			<input type="checkbox"/>
H	Interventi di consolidamento delle strutture esistenti eseguiti in assenza di normative sismiche specifiche.			<input type="checkbox"/>

8) Eventi significativi subiti dalla struttura			9) Perimetrazione ai sensi del D.L. 180/1998		
Tipo evento	Data	Tipologia Intervento	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1 NB: In caso affermativo compilare la matrice sottostante		
1) Codice evento				Area R4	Area R3
2) Codice evento		1) Frana	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) Codice evento		2) Alluvione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

10) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (cemento armato)		11) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (acciaio)	
1) Struttura a telai in c.a. in due direzioni	<input type="radio"/>	1) Struttura intelaiata	<input type="radio"/>
2) Struttura a telai in c.a. in una sola direzione	<input type="radio"/>	2) Struttura con controventi reticolari concentrici	<input type="radio"/>
3) Struttura a pareti in c.a. in due direzioni	<input type="radio"/>	3) Struttura con controventi eccentrici	<input type="radio"/>
4) Struttura a pareti in c.a. in una sola direzione	<input type="radio"/>	4) Struttura a mensola o a pendolo invertito	<input type="radio"/>
5) Struttura mista telaio-pareti	<input type="radio"/>	5) Struttura intelaiata controventata	<input type="radio"/>
6) Struttura a nucleo	<input type="radio"/>	6) Altro	<input type="radio"/>
7) Altro	<input type="radio"/>		

12) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (muratura)						
	Tipologia base	Eventuali caratteristiche migliorative				
		Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
	1	2	3	4	5	6
1) Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2) Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4) Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5) Muratura a blocchi lapidei quadrati	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6) Muratura in mattoni pieni e malta di calce	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7) Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8) Muratura in blocchi laterizi forati (percentuale di foratura < 45%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9) Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10) Muratura in blocchi di calcestruzzo (percentuale di foratura tra 45% e 65%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11) Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12) Altro	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

13) Diaframmi orizzontali (cemento armato, acciaio, muratura)		14) Copertura (cemento armato, acciaio, muratura)	
1) Volte senza catene	<input type="checkbox"/>	1) Copertura spingente pesante	<input type="radio"/>
2) Volte con catene	<input type="checkbox"/>	2) Copertura non spingente pesante	<input checked="" type="radio"/>
3) Diaframmi flessibili (travi in legno con semplice tavolato, travi e voltine....)	<input type="checkbox"/>	3) Copertura spingente leggera	<input type="radio"/>
4) Diaframmi semirigidi (travi in legno con doppio tavolato, travi e tavelloni....)	<input type="checkbox"/>	4) Copertura non spingente leggera	<input type="radio"/>
5) Diaframmi rigidi (solai di c.a., travi ben collegate a solette di c.a., lamiera grecata con soletta in c.a.,)	<input checked="" type="checkbox"/>	5) Altro	<input type="radio"/>
6) Altro	<input type="checkbox"/>		

15) Distribuzione tamponature (cemento armato ed acciaio)		16) Fondazioni	
1) Distribuzione irregolare delle tamponature in pianta	<input type="checkbox"/>	1) Plinti isolati	<input type="checkbox"/>
2) Distribuzione irregolare delle tamponature sull'altezza dell'edificio	<input type="checkbox"/>	2) Plinti collegati	<input type="checkbox"/>
3) Tamponature tali da individuare pilastri corti	<input type="checkbox"/>	3) Travi rovesce	<input type="checkbox"/>
4) Tamponature senza misure a contrasto di collassi fragili ed espulsioni in direzione perpendicolare al pannello	<input type="checkbox"/>	4) Platea	<input type="checkbox"/>
5) Altro	<input checked="" type="checkbox"/>	5) Fondazioni profonde	<input type="checkbox"/>
		6) Fondazioni a quote diverse	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1

17) Periodo di riferimento																
A	VR = 75 anni	^{17A1}	B	VR = 100 anni	^{17A2}	C	VR = 150 anni	^{17A3}	D	VR = 200 anni	^{17A4}	E	Altro	^{17A5}	^{17A6}	17A2

18) Classificazione sismica				
Parametro relativo a suolo rigido e con superficie topografica orizzontale (di categoria A)	STATI LIMITE (P _{VR})			
	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
1) Valore dell'accelerazione orizzontale massima a _g (g)	0.049	0.066	0.193	-
2) Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, Fo	2.45	2.53	2.48	-
3) Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro T _c (sec.)	60	101	949	-

19) Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche			
1	Metodologia per l'attribuzione della categoria di sottosuolo	1) Sulla base di carte geologiche disponibili	<input checked="" type="checkbox"/>
		2) Sulla base di indagini esistenti	<input type="checkbox"/>
		3) Sulla base di prove in situ effettuate appositamente	<input type="checkbox"/>
2	Descrizione indagini effettuate o già disponibili	1) Sondaggi geognostici a distruzione o a carotaggio continuo	<input type="checkbox"/>
		2) Prova Standard Penetration Test (SPT) o Cone Penetration Test (CPT)	<input type="checkbox"/>
		3) Prospezione sismica in foro (Down-Hole o Cross-Hole)	<input type="checkbox"/>
		4) Prova sismica superficiale a rifrazione	<input type="checkbox"/>
		5) Analisi granulometrica	<input type="checkbox"/>
		6) Prove triassiali	<input type="checkbox"/>
		7) Prove di taglio diretto	<input type="checkbox"/>
		8) Altro	<input checked="" type="checkbox"/>

3	Eventuali anomalie	1) Presenza di cavità			SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁		
		2) Presenza di terreni di fondazione di natura significativamente diversa			SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁		
4	Velocità media onde di taglio V_{s30} 600 m/s	5	Resistenza Penetrometrica media N_{SPT} colpi	6	Resistenza media alla punta q_c kPa	7	Coesione non drenata media c_u kPa
8	Suscettibilità alla liquefazione SI <input type="radio"/> _{19S-1 0} – NO <input type="radio"/> _{19S0 1} NB: In caso affermativo compilare la parte destra	1) Profondità della falda da piano di campagna					Z_w
		2) Profondità della fondazione rispetto al piano di campagna					Z_d
		3) Presenza di terreni a grana grossa sotto la quota di falda entro i primi 15 m di profondità:					SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁
		Spessore		densità	sciolte	medie	dense
		3.1) Sabbie fini	m 198D1		<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
		3.2) Sabbie medie	m 198D2		<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
3.3) Sabbie grosse	m 198D3		<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>		
9	Categoria di suolo di fondazione B (NTC, Tab. 3.2.II e 3.2.III)	10					
11	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1					

20) Regolarità dell'edificio

A	La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze ?	SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input checked="" type="radio"/> ₁
B	Qual è il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto ?	1,43
C	Qual è il massimo valore di rientri o sporgenze espresso in % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione?	%
D	I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti?	SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input checked="" type="radio"/> ₁
E	Qual è la minima estensione verticale di un elemento resistente dell'edificio (quali telai o pareti) espressa in % dell'altezza dell'edificio ?	%
F	Quali sono le massime variazioni da un piano all'altro di massa e rigidezza espresse in % della massa e della rigidezza del piano contiguo con valori più elevati ?	%
G	Quali sono i massimi restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio, in % alla dimensione corrispondente al primo piano ed a quella corrispondente al piano immediatamente sottostante. Nel calcolo può essere escluso l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	% (p. 1°) % (p. T)
H	Sono presenti elementi non strutturali particolarmente vulnerabili o in grado di influire negativamente sulla risposta della struttura (es. tamponamenti rigidi distribuiti in modo irregolare in pianta o in elevazione, camini o parapetti di grandi dimensioni in muratura, controsoffitti pesanti) ?	SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input checked="" type="radio"/> ₁
I	Giudizio finale sulla regolarità dell'edificio, ottenuto in relazione alle risposte fornite dal punto A al punto H	SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input checked="" type="radio"/> ₁

21) Fattore di confidenza

A	Determinato secondo le tabelle dell'appendice C.8.A. alla Circolare	1,20
B	Determinato secondo la Direttiva PCM 12/10/2007	1,20

22) Livello di conoscenza			
A	LC1: Conoscenza Limitata (FC 1.35)	<input type="radio"/>	
B	LC2: Conoscenza Adeguata (FC 1.20)	<input checked="" type="radio"/>	
C	LC3: Conoscenza Accurata (FC 1.00)	<input type="radio"/>	
D	Geometria (Carpenteria) (cemento armato, acciaio)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione	<input checked="" type="checkbox"/>
		2) Rilievo ex-novo completo	<input checked="" type="checkbox"/>
E	Dettagli strutturali (cemento armato, acciaio)	1) Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		2) Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ	<input type="radio"/>
		3) Estese verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		4) Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ	<input checked="" type="checkbox"/>
		5) Esaustive verifiche in-situ	<input type="radio"/>
F	Proprietà dei materiali (cemento armato, acciaio)	1) Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	<input checked="" type="checkbox"/>
		2) Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ	<input type="radio"/>
		3) Estese prove in-situ	<input type="radio"/>
		4) Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ	<input type="radio"/>
		5) Esaustive prove in-situ	<input type="radio"/>
G	Quantità di rilievi dei dettagli costruttivi (cemento armato)	1) Elemento primario trave	0 %
		2) Elemento primario pilastro	0 %
		3) Elemento primario parete	0 %
		4) Elemento primario nodo	0 %
		5) Elemento primario altro (specificare)	0 %
H	Quantità prove svolte sui materiali (cemento armato)	1) Elemento primario trave	0 -Provini cls 0 -Provini acciaio
		2) Elemento primario pilastro	0 -Provini cls 0 -Provini acciaio
		3) Elemento primario parete	0 -Provini cls 0 -Provini acciaio
		4) Elemento primario nodo	0 -Provini cls 0 -Provini acciaio
		5) Elemento primario altro (specificare)	0 -Provini cls 0 -Provini acciaio
		6) Eventuali prove non distruttive svolte (elencare): a) b) c)	
I	Quantità di rilievi dei collegamenti (acciaio)	1) Elemento primario trave	0 %
		2) Elemento primario pilastro	0 %
		3) Elemento primario nodo	0 %
		4) Elemento primario altro (specificare)	0 %
L	Quantità prove svolte sui materiali (acciaio)	1) Elemento primario trave	0 -Provini acciaio 0 -Provini bulloni/chiodi
		2) Elemento primario pilastro	0 -Provini acciaio 0 -Provini bulloni/chiodi
		4) Elemento primario nodo	0 -Provini acciaio 0 -Provini bulloni/chiodi
		5) Elemento primario altro (specificare)	0 -Provini acciaio 0 -Provini bulloni/chiodi
M	Geometria (Carpenteria) (muratura)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione per ciascun piano	<input type="checkbox"/>
		2) Rilievo strutturale	<input checked="" type="checkbox"/>
		3) Rilievo del quadro fessurativo	<input checked="" type="checkbox"/>

N	Dettagli strutturali (muratura)	1) Limitate verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		2) Estese ed esaustive verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		3) Buona qualità del collegamento tra pareti verticali ?	SI <input checked="" type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁
		4) Buona qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ?	SI <input checked="" type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁
		5) Presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento ?	SI <input checked="" type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁
		6) Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture?	SI <input checked="" type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁
		7) Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti ?	SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁
		8) Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità ?	SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁
O	Proprietà dei materiali (muratura)	1) Limitate indagini in-situ	<input type="radio"/>
		2) Estese indagini in-situ	<input type="radio"/>
		3) Esaustive indagini in-situ	<input type="radio"/>
P	Edificio semplice	1) Rispondenza alla definizione DM 14-01-2008 par. 7.8.1.9	SI <input type="radio"/> ₀ – NO <input checked="" type="radio"/> ₁

23) Resistenza dei materiali (valori medi utilizzati nell'analisi)

		1	2	3	4	5	6	7	8
		Cls fondazione	Cls elevazione	Acciaio in barre	Acciaio profilati	Bulloni chiodi	Muratura 1	Muratura 2	Altro
A	Resistenza a Compressione (N/mm ²)						1,580		
B	Resistenza a Trazione (N/mm ²)						0,000		
C	Resistenza a taglio (N/mm ²)						0,030		
D	Modulo di elasticità Normale (GPa)						0,360		
E	Modulo di elasticità Tangenziale (GPa)						1,080		

24) Metodo di analisi

A	Analisi statica lineare	<input type="radio"/>	E	Fattore di struttura q =	
B	Analisi dinamica lineare	<input type="radio"/>			
C	Analisi statica non lineare	<input checked="" type="radio"/>	F	Sono state effettuate analisi cinematiche	SI <input checked="" type="radio"/> ₀ – NO <input type="radio"/> ₁
D	Analisi dinamica non lineare	<input type="radio"/>			

25) Modellazione della struttura

A	Due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale, considerando l'eccentricità accidentale	<input type="radio"/>	
B	Modello tridimensionale con combinazione dei valori massimi	<input checked="" type="radio"/>	
C	Periodi fondamentali	Direzione X 0,395 sec	Direzione Y 0,321 sec
D	Masse partecipanti	Direzione X 69 %	Direzione Y 60 %

Rigidità flessionale ed a taglio		1	2		3
		Non fessurata	Fessurata	con una riduzione del	determinata dal legame costitutivo utilizzato
E	Elementi trave	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	%	<input type="radio"/>
F	Elementi pilastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	%	<input type="radio"/>
G	Muratura	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	50 %	<input type="radio"/>
H	Altro elem. 1(specificare)	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	%	<input type="radio"/>
I	Altro elem. 2(specificare)	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	%	<input type="radio"/>

26) Risultati dell'analisi: capacità in termini di accelerazione al suolo e periodo di ritorno per diversi SL

		Tipo di rottura								
		cemento armato, acciaio				muratura				Tutti
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		Verifiche a taglio	Verifiche dei nodi	Verifiche di deformazione o di resistenza a flessione o pressoflessione	Capacità limite fondazioni	Capacità limite fondazioni	Verifiche di deformazione nel piano o globali per analisi statica non lineare	Verifiche fuori dal piano	Verifiche di resistenza nel piano	Deformazione di danno
A										
B	PGA _{CLV}						0,149	0,066		
C	PGA _{CLD}									0,076
D	PGA _{CLO}									0,070
E										
F	T _{RCLV}						676	30		
G	T _{RCLD}									93
H	T _{RCLD}									81

27) Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica



Stato limite	Accelerazione (g)	TRD (anni)
A Stato limite di collasso (SLC)	-	-
B Stato limite di salvaguardia (SLV)	PGADLV = 0.231 g	TRDLV = 949
C Stato limite di danno (SLD)	PGADLD = 0.079 g	TRDLD = 101
D Stato limite di operatività (SLO)	PGADLO = 0.059 g	TRDLO = 60

28) Indicatori di rischio

Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Rapporto fra i periodi di ritorno elevato ad a
A di collasso (α_{uc})	$= (PGACLV / PGADLV)$	$= (TRCLV / TRDLD)^a$
B per la vita (α_{uv})	$= (PGACLV / PGADLV) = 0,29$	$= (TRCLV / TRDLD)^a = 0,24$
C di inagibilità (α_{ed})	$= (PGADLD / PGADLV) = 0,96$	$= (TRCLD / TRDLD)^a = 0,97$
D per l'operatività (α_{eo})	$= (PGADLO / PGADLV) = 1,19$	$= (TRCLO / TRDLO)^a = 1,13$

29) Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento

A Criticità che condizionano maggiormente la capacità	1 <input type="checkbox"/> fondazioni 2 <input type="checkbox"/> travi 3 <input type="checkbox"/> pilastri	4 <input type="checkbox"/> setti 5 <input type="checkbox"/> murature 6 <input type="checkbox"/> solai	7 <input type="checkbox"/> coperture 8 <input type="checkbox"/> scale 9 <input checked="" type="checkbox"/> altro
B Interventi migliorativi prevedibili	1 <input type="checkbox"/> interventi in fondazione 2 <input checked="" type="checkbox"/> aumento resist./duttill sezioni 3 <input type="checkbox"/> nodi/collegamenti telai	4 <input checked="" type="checkbox"/> aumento resistenza muri 5 <input checked="" type="checkbox"/> tiranti, cordoli, catene 6 <input type="checkbox"/> solai o coperture	7 <input type="checkbox"/> eliminazione spinte 8 <input type="checkbox"/> altro 9 <input type="checkbox"/> altro
C Stima dell'estensione degli interventi in relazione alla volumetria totale della struttura	Codice intervento 1 % percentuale volumetrica dell'edificio interessata dall'intervento Codice intervento 2 % percentuale volumetrica dell'edificio interessata dall'intervento Codice intervento 3 % percentuale volumetrica dell'edificio interessata dall'intervento		
D Stima dell' incremento di capacità conseguibile con gli interventi	1 <input type="checkbox"/> SLC 2 <input type="checkbox"/> SLV 3 <input type="checkbox"/> SLD	Codice intervento 1 PGA1 g Codice intervento 2 PGA2 g Codice intervento 3 PGA3 g	approssimazione \pm g approssimazione \pm g approssimazione \pm g

30) Note	
Beneficiario finanziamento Codice fiscale	Firma _____ 
Tecnico incarico della verifica sismica	Firma _____ 
Nome Luca G. - Gennaro Cognome Ruospo - Sinisi	

BIBLIOGRAFIA

- Barucci C., 1990, . *La casa antisismica – Prototipi e brevetti*”, Gangemi editore.
- Braga F., Dolce M., 1982 - *Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici*, Roma.
- Calderoni B., Marone P., Pagano M., 1987 - *Modelli per la verifica statica degli edifici in muratura in zona sismica*, Ingegneria sismica.
- Calderoni B., Lenza P., Pagano M., 1989 - *Attuali prospettive per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, Atti del 4° Congresso Nazionale ANIDIS, Milano.
- Cattari S., Curti E., Galasco A., Resemini S., 2005, - *Analisi sismica lineare*.
- Allegra G.F., 1996 - *Il consolidamento degli edifici in muratura*, Reggio Calabria.
- Augenti M., 2000 - *Il calcolo sismico degli edifici in muratura*, Torino.
- Cigni G., 1978, - *Il consolidamento murario, tecniche di intervento*, Roma.
- Bellini A., 1986 – *Tecniche della conservazione*, Milano: F. Angeli.
- Brunetti G., Foglio P. L., 1980 – *Indagini non distruttive per il riuso edilizio*, Milano: F. Angeli.
- Carbonara G., 1996 – *Trattato di restauro architettonico*, Torino: UTET vol. II.
- Cigni G., 1978 – *Consolidamento e ristrutturazione dei vecchi edifici, problemi tecnico costruttivi*, Roma: edizioni Kappa.
- Defez A., 1981 – *Il consolidamento degli edifici*, Napoli: Liguori.
- De Tommasi G., Fatiguso F. – *L'edilizia a struttura mista dei primi del 900': procedure e interventi per la conservazione e manutenzione*, Adda Editore.
- Galloni F., 1982 – *Il restauro delle costruzioni in muratura*, Roma: edizioni Kappa.
- Mariani M., 2006 – *Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura*, Firenze: Nardini.
- Normal 42/93 – *Criteri generali per l'applicazione delle prove non distruttive*.
- Rocchi G., Bartolozzi A., Giorni L., 1982 – *Applicazioni della termografia, operatività e ricerca nel restauro*, Firenze: Sansoni.
- Rocchi P., Piccirilli C., 1999 – *Manuale della diagnostica*, Roma: edizioni Kappa.
- Bondi A., 2004 – *Progettazione antisismica degli edifici, normativa sismica a confronto*, Palermo.

- Boscotrecase L., Piccarretta F., 2009 – *Edifici in muratura in zona sismica, nuove costruzioni, consolidamento dell'esistente*, Palermo.
- Ghosh S. K., 1991 – *Earthquake, resistant concrete structure*, Detroit.
- Giuffrè A., 1988 – *Monumenti e terremoto, aspetti statici del restauro*, Roma.
- Lagomarsino S., Penna A., Galasco., Cattari S., 2003 – *Analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, Genova.
- Magenes G., 2004 – *Progettazione antisismica degli edifici in muratura*, Pavia.
- Mastrodicasa S., 2007 – *Dissesti statici delle strutture edilizie*, Milano.
- Muscolino G., 2002 – *Dinamica delle strutture*, Milano.
- Paulay T., Priestley M. J. N., 1992 - *Seismic design of reinforced concrete and masonry building*, New York.
- Pugi F., 2006 – *Edifici in muratura e nuova normativa antisismica: l'analisi pushover come evoluzione del metodo Por*, Firenze.
- Santoro L., 2009 – *Rischio sismico e patrimonio monumentale, valutazione e riduzione del rischio sismico secondo le norme vigenti*, Palermo
- CARBONARA G., 2004 *Atlante del Restauro*, Torino,.
- ZEVIL.,2001 - *Il manuale del restauro architettonico*. Roma.
- Brencich A., Lagomarsino S.,1998 - *A macro-element dynamic model for masonry shear wals*.
- Como M., Grimaldi A.,1986 - *A new method on the lateral strength evaluation of masonry walls and buildings*. Lisbona
- Braga F., Liberatore D.,1990, - *A finite element for the analysis of the response of masonry buildings*.
- Abruzzese D., Como M., Lanni G.,1992 - *On the lateral strength of multistory*
World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Ed. Balkema.
- Aquilino M., Gallo Curcio A., Piccarreta F., 1981 - *Analisi sperimentale di pannelli murari diversamente consolidati*, Atti del I° Congresso Nazionale ASSIRCCO, Verona.
- Calvi G.M., Pavese A., 1989 - *Application of Dynamic Identification Techniques to a Brick Masonry Building Prototype*, 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna.

- Dolce M., 1989 - **Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica**, Ordine degli Ingegneri. Potenza.
- Gambarotta L. 1999 - **Modelli teorico-numeric per la valutazione della risposta sismica di edifici in muratura**, Rapporto Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Roma.
- Gambarotta L., Lagomarsino S., 1996 - **Sulla risposta dinamica di pareti in muratura**, Atti del Convegno Nazionale “*La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*”, Messina 18-20 settembre 1996. Bologna.
- Gambarotta L., Lagomarsino S., Brencich A., - **A macroelement approach to the three dimensional seismic analysis of masonry buildings**. Atti del XI° Conferenza Europea sull'Ingegneria Sismica. Parigi.
- Lagomarsino S., Giovinazzi S., 2001 - **Una metodologia per l'analisi di vulnerabilità sismica del costruito**. Atti del X° Convegno Nazionale “*L'ingegneria sismica in Italia*”, Potenza – Matera.
- Magenes G., Bolognini D., Braggio C., 2000 - **Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura**. CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma.
- Magenes G., Calvi G.M., 1996 - **Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie**. Atti del Convegno Nazionale “*La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*”, Messina.
- Magenes G., 2000 - **A Method for Pushover Analysis in Seismic assessment of Masonry Buildings**, New Zealand.
- Mezzina Mauro; Raffaele Domenico; Uva Giuseppina, 2011 - **Progettazione Sismo-Resistente Di Edifici In Cemento Armato**, Hoepli Editore.
- Tomazevic M., 1996 - **Recent advances in earthquake-resistant design of masonry buildings: european prospective**. Acapulco.
- Antonello Salvatori, Davide Pedicone, 2011 - **Applicazione dell'isolamento sismico ad edifici in muratura: il caso di edifici danneggiati dal sisma del 6 aprile 2009 A L'Aquila**. Bari.
- L. Binda, A. Saisi, 2012 – **Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale**.
- B. Martinisi, F. Robba, 1971 - **Carta Geologica d'Italia, foglio 202, Taranto**.

Galasco A., Frumento S. 2011 – *Analisi sismica delle strutture murarie, calcoli strutturali*, Napoli, gruppo editoriale Simone.

Cattari S., 2007 - **Modellazione a telaio equivalente di strutture esistenti in muratura e miste muratura-c.a.: formulazione di modelli sintetici**, Università degli Studi di Genova, tesi di dottorato.

Riferimenti normativi:

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011, Supplemento Ordinario n. 54 alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011.

Circolare 2 febbraio 2009 , n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Eurocodice 6. Progettazione delle strutture di Muratura. UNI, Milano, 1998.

Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. UNI, Milano, 1998.

Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale. Supplemento ordinario n.25 della gazzetta ufficiale n.24 del 29 Gennaio 2008.

Norme tecniche ed edilizie per ricostruire case distrutte. Governo Napoletano, 20 Marzo 1784.

Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 Dicembre 1908.

Regio Decreto 18 Aprile 1909. **Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione del territorio nazionale.**

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 2.10.2003 n.3274. G.U. 8 Maggio 2003 n.105.

Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del C.M. n. 3274 del 20.03.2003.

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 2.10.2003 n.3316. G.U. 10.10.2003 n.236.

Ulteriori modifiche ed integrazioni all' Ordinanza del Presidente del C.M. n. 3274 del 20.03.2003. Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 3.05.2005 n.3431. G.U. 10.05.2005 n.107 e relativo Suppl. Ord. n.85.

Norme Tecniche per le Costruzioni. Decreto Ministeriale 14.01.2008, pubblicato sulla G.U. del 04.02.2008 e relativo supplemento n.30 in pari data.

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" in cui al D.M. 14.01.2008, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Bozza aggiornata al 07.03.2008.

Regolamento edilizio da osservare per le fabbriche nel comune di Norcia. 17 Novembre 1859.

Regolamento edilizio per i comuni dell'isola di Ischia danneggiati dal terremoto del 28 Luglio 1883.

Regio Decreto 29 Agosto 1884. **Regolamento contenente le norme per la costruzione ed il restauro degli edifici nei comuni danneggiati dal terremoto del 22 Febbraio 1887.**

Regio Decreto 13 Novembre 1887

Ringraziamenti

Ringrazio i miei relatori, il prof. Fabio Fatiguso per avermi dato la possibilità di svolgere questo lavoro di tesi, per la sua disponibilità e chiarezza, e il prof. Antonino Francesco Tosto, per avermi seguito in questi mesi, con i suoi consigli e le sue provocazioni costruttive, mi ha spronato a riflettere fornendomi preziosi insegnamenti.

Desidero ringraziare l'Ing. Mariella De fino per la sua prontezza, disponibilità e correttezza, dimostrata anche a seguito del lavoro di tesi triennale.

Ringrazio in particolar modo Rocco Rubino per avermi affiancato, supportato e guidato nelle campagne diagnostiche con la sua competenza e affidabilità, è l'uomo dell'armonia in un mondo sempre più difficile.

Desidero ringraziare l'ing. Domenico Colapietro per avermi aiutato con la sua professionalità e competenza.

Ringrazio la Dott.ssa Simonetta Verdi, per avermi fornito i contatti e l'assistenza necessaria, la STADATA s.r.l. per avermi permesso di utilizzare in questo lavoro il software da loro sviluppato (3MURI) e l'Ing. Davide Seni sempre pronto a chiarire dubbi e a fornire spiegazioni brevi e concise.