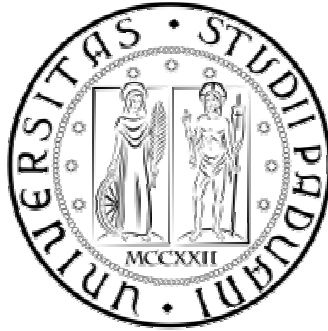


# UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Indirizzo Strutture

Risposta Sismica di Telai Tamponati in c.a.: Analisi  
Numeriche e Valutazioni Sperimentali Preliminari

Seismic response of infilled RC frames: numerical analyses and preliminar experimental  
evaluations

*Relatore:*

Prof.ssa Francesca Da Porto

*Correlatori:*

Dott. Ing. Giovanni Tecchio

Dott. Ing. Giovanni Guidi

*Studente:*

Gianluca Monetti

---

Anno Accademico 2014/2015



*“Imparare senza riflettere significa sprecare energia”*  
Confucio



## Indice

1. INTRODUZIONE .....	7
2. TECNOLOGIA ED UTILIZZAZIONE DEI TAMPONAMENTI IN MURATURA.....	11
2.1 Inquadramento Normativo .....	12
2.2 Tipologie di Tamponatura .....	13
2.2.1 Caratteristiche dei Sistemi di Tamponatura .....	14
2.2.2 Sistemi Tecnologici per la Realizzazione dei Tamponamenti.....	17
2.3 Analisi dei Costi dei Sistemi di Tamponatura .....	22
2.3.1 Individuazione dei Costi Unitari .....	22
3. TELAI CON TAMPONATURE IN MURATURA: STATO DELL'ARTE .....	26
3.1 Il Comportamento dei Telai con Pannelli in Tamponatura .....	26
3.2 Macromodellazione dei Tamponamenti.....	30
3.2.1 Modelli a Biella Equivalente.....	30
3.2.2 Modelli a Bielle Multiple .....	34
3.2.3 Modelli più Recenti .....	38
3.3 Interazione tra In Piano e Fuori Piano.....	39
3.4 Crisi per Taglio delle Colonne per l'Interazione Telaio-Tamponamento .....	47
3.5 Sperimentazione Fuori Piano .....	53
4. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI DI UN TELAIO IN C.A. CON TAMPONAMENTI IN MURATURA .....	57
4.1 Definizione delle Caratteristiche dell'Edificio .....	58
4.1.1 Tipologie di Telaio .....	58
4.1.2 Tipologie Costruttive Analizzate .....	59
4.1.3 Tamponamenti della Tipologia "Pavia" .....	61
4.1.4 Tamponamenti della Tipologia "Padova" .....	65
4.1.5 Configurazione dei Telai Tamponati .....	70
4.2 Creazione del Modello .....	72
4.2.1 Caratteristiche della Sezione a Fibre.....	73
4.2.2 Dominio di Resistenza e Collocazione delle Fibre .....	75

4.2.3 Algoritmo di Rimozione Automatica .....	76
4.3 Calibrazione del Modello .....	78
4.4 Limiti Prestazionali .....	80
5. ANALISI STATICA NON LINEARE CON INTERAZIONE IP/OOP .....	81
5.1 Valutazione delle Forze Agenti Fuori Piano .....	82
5.2 Risultati delle Analisi Statiche Non Lineari.....	86
5.3 Analisi dei Risultati .....	103
5.4 Duttilità Strutturale .....	104
5.5 Introduzione del Nuovo Materiale.....	105
5.5.1 Materiale <i>Hysteretic</i> .....	105
5.5.2 Calibrazione del Materiale .....	106
6. RICERCA SPERIMENTALE PER LO SVILUPPO DI SISTEMI INNOVATIVI DI TAMPONAMENTO IN LATERIZIO .....	123
6.1 Caratterizzazione del Sistema Costruttivo .....	126
6.2 Programma Sperimentale .....	127
6.2.1 Prove di Caratterizzazione dei Materiali e dei Fenomeni di Interazione.....	127
6.2.2 Test di Caratterizzazione Meccanica della Muratura.....	135
6.2.3 Test Combinati su Campioni a Scala Reale.....	137
6.2.4 Progettazione dei Campioni.....	139
6.2.5 Setup di Prova .....	169
6.2.6 Modalità di Prova .....	171
6.3 Risultati Sperimentali delle Prove Nel Piano – Fuori Piano	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
7. CONCLUSIONI E POSSIBILI SVILUPPI FUTURI.....	174
BIBLIOGRAFIA.....	177
RINGRAZIAMENTI.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>

# 1. INTRODUZIONE

A pari passo con l'evoluzione delle tecniche costruttive del calcestruzzo armato, si è sempre più diffuso in Italia e non solo l'utilizzo di telai in calcestruzzo armato integrato a muri di tamponamento, combinando quindi l'innovazione del calcestruzzo con la tradizione della muratura.

Sono due le principali funzioni assegnate al muro di tamponamento: la prima riguarda il fatto che esso debba separare gli spazi interni dell'edificio, andando quindi a realizzare ai diversi locali, mentre la seconda è di isolare l'ambiente interno da quello esterno, definendo quindi il limite fisico dell'edificio. Visti quindi i due principali compiti della muratura, appare evidente come l'intero carico verticale sia considerato gravante interamente sul telaio in calcestruzzo, mentre ai pannelli murari spetta il solo compito di reggere il proprio peso: per tale motivo, in fase di modellazione statica, la loro presenza è stata fin qui trascurata, mentre durante la modellazione sismica il loro contributo è considerato solo in termini di masse e forze inerziali, opportunamente distribuite sul telaio portante. Dallo studio degli eventi reali, invece, si è potuto constatare come l'effettiva presenza dei tamponamenti possa creare, per azioni orizzontali come quella sismica, un notevole incremento di rigidezza e resistenza, per questo motivo il loro contributo in tal senso non può essere tralasciato. Tali effetti sulle prestazioni strutturali di un telaio tamponato sono documentati da numerosi studi sperimentali, raccolti nel corso degli ultimi decenni, con l'acquisizione di una crescente consapevolezza della questione.

Considerando la risposta globale dell'edificio, l'incremento della rigidezza e della resistenza varia a seconda di diversi fattori, quali la posizione del pannello stesso, il materiale che costituisce il pannello, le caratteristiche geometriche, la presenza o meno di aperture e vani e la qualità della manodopera durante la fase realizzativa. Va inoltre posto l'accento come la tamponatura possa influenzare non solo la distribuzione e l'intensità dei carichi inerziali generati dall'evento sismico, ma anche la distribuzione delle azioni interne agli elementi strutturali. Tale ridistribuzione può sviluppare, in certe situazioni, zone a elevata concentrazione di tensione, con una conseguente rottura localizzata di tipo fragile. Questi fenomeni risultano notevolmente amplificati nel caso in cui la tamponatura venga rimossa completamente, in particolar modo se localizzata ai piani inferiori, dove risulta maggiore lo sforzo tagliante dovuto al sisma: si crea quindi una superficie di scorrimento preferenziale, nota come "piano soffice", con il conseguente collasso dell'intero edificio.

Come confermato dalle rilevazioni in loco, la quasi totalità dei danni riportati dalle strutture a telaio in c.a. tamponato è attribuibile, in maniera sia diretta che indiretta, alla presenza degli stessi pannelli in muratura: infatti il crollo di un qualsiasi tamponamento può comportare numerosi pericoli per le persone che si trovano non solo all'interno dell'edificio ma anche nelle vicinanze, senza contare poi i danni recati agli impianti ed il possibile crollo di strutture interne, quali ad esempio le scaffalature; in

aggiunta a ciò, come confermano studi di settore, circa l'80% dei costi di riparazione dei danni subiti a seguito di un terremoto, sia associato al ripristino delle tamponature crollate.

A causa da un lato dell'attenzione posta a livello di modellazione per quanto riguarda il ruolo delle tamponature, dall'altro per i numerosi rischi correlati alla loro caduta durante un evento sismico, si quindi rafforzato l'interesse verso i possibili effetti, benefici e non, dei pannelli di tamponamento sulla performance globale e strutturale dei telai in c.a..

I primi passi della ricerca sono stati mossi prevalentemente in via sperimentale, seguendo diversi scopi:

- Definire il reale comportamento dei materiali impiegati nelle strutture a telaio, in particolar modo per quanto riguarda il calcestruzzo, l'acciaio e la muratura;
- Descrivere la risposta dei vari elementi strutturali di un telaio tamponato, quali travi, colonne, pareti, lastre, nodi e tamponamenti;
- Studiare la risposta complessiva della struttura a un terremoto simulato, dando particolare attenzione all'effetto della tamponatura sulla prestazione complessiva.

Tuttavia fin da subito sono emersi i difetti di tale ricerca, con risultati spesso imprecisi e di scarsa utilizzazione, a causa dell'elevato numero di parametri in gioco, come ad esempio:

- Le forti aleatorietà nel comportamento dei materiali fragili quali calcestruzzo e muratura;
- Le condizioni relative all'interfaccia tra pannello in muratura e telaio in c.a.;
- Il rapporto tra la geometria e l'armatura degli elementi strutturali del telaio tamponato (ovvero la relativa rigidità del telaio nudo) e quella del tamponamento;
- La dimensione e la posizione delle aperture e dei vani;
- La tipologia di carico applicato.

Una precisazione va fatta riguardo quest'ultimo fattore: il contributo del pannello alla rigidità laterale del telaio è infatti significativamente ridotto quando la struttura è soggetta a sollecitazioni cicliche di verso opposto (come nel caso di carico sismico, durante il quale la struttura a telaio compie numerosi cicli non-lineari). Questo fenomeno è attribuibile principalmente al rapido degrado (in termini di rigidità e resistenza), nonché alla capacità di dissipare energia tipica del pannello, legata alla natura fragile della muratura e al livello di danno già presente nel pannello.



Risulta quindi evidente come, nonostante la descrizione qualitativa dell'effetto dei muri di tamponamento sul sistema globale fornita dai dati sperimentali, non sia ancora possibile quantificare sperimentalmente tale effetto seguendo i passi precedentemente descritti.

Per ovviare quindi ai problemi legati alle limitazioni emerse per la sperimentazione, oltre che agli elevati costi di eventuali studi pratici su strutture in c.a., si è deciso di fare ricorso ad analisi non lineari agli elementi finiti: l'uso di codici agli elementi finiti può infatti fornire una descrizione più dettagliata degli effetti delle tamponature sulla risposta di un sistema a telaio e al tempo stesso consente di estendere il campo di indagine a forme strutturali più complesse e articolate. Tale scelta richiede però un preliminare lavoro di studio, volto a definire la corretta modellazione degli elementi di tamponatura per l'analisi strutturale di edifici a telaio, oltre a fornire la corretta descrizione dei modelli costitutivi del materiale capaci di fornire una rappresentazione realistica del comportamento non lineare del calcestruzzo, della muratura e conseguentemente della loro interazione. Esistono sostanzialmente due tipi di approccio alla modellazione, che possono definire due teoretiche aree di studio diverse.

La prima "area di studio" è definita dalla cosiddetta micro-modellazione, ovvero la rappresentazione, tramite un modello ad elementi finiti, del muro di tamponamento con blocchi in laterizio e giunti di malta. In questo modo, attribuendo le esatte geometrie e le corrette leggi costitutive ad ogni singolo elemento, si ottiene una soluzione precisa ma con insiti limiti di natura pratica, essendo l'analisi molto onerosa dal punto di vista computazionale.

La seconda area invece è basata sulla macro-modellazione, nella quale il pannello è considerato quale un elemento equivalente tale da riprodurre gli stessi comportamenti della muratura quando soggetto a un'azione sismica sia nel piano (Inplane) che nel fuori piano (Out of Plane). Questa tipologia di modello, vista la sua natura semplificata, consente di analizzare anche interi edifici, con oneri computazionali molto ridotti rispetto all'approccio con micro-modellazione; la sua natura semplificata è tuttavia il maggiore difetto di tale approccio, proprio perché fornisce solo una descrizione approssimativa del comportamento del pannello, specialmente se si considerano poi i limiti nella validazione sperimentale dei modelli.

Il fine della presente tesi è quello di studiare l'influenza dei muri di tamponamenti su un sistema a telaio in c.a., applicando l'approccio della macro-modellazione. In particolare, verrà seguita la macro-modellazione cosiddetta "a biella equivalente" al fine di poter valutare la risposta di tale sistema nella modalità Inplane e Out of Plane, in maniera distinta oltre che in una loro reciproca interazione; per poter quindi proseguire tale scopo e per ottenere una corretta valutazione comportamentale, sarà preso in considerazione un edificio multipiano, con caratteristiche geometriche variabili a seconda delle opportune valutazioni nel seguito esposte, modellato tramite il codice a elementi finiti *OpenSees*, correlato al software per il calcolo numerico MATLAB.

Nella seconda parte della tesi verranno invece illustrate le caratteristiche della campagna sperimentale volta a determinare il comportamento di un telaio e di alcuni sistemi di tamponamento analizzati, partendo dalla progettazione del portale che sarà alla base delle prove sperimentali. In particolare, verrà analizzato un sistema innovativo di tamponatura, che prevede l'introduzione di speciali giunti orizzontali in gomma all'interno del pannello: questi giunti sono caratterizzati da una bassa rigidità allo scorrimento *nel piano* ed una elevata rigidità alla compressione e allo scorrimento *fuori piano*. Inoltre, il sistema prevede l'inserimento di giunti in gomma tra la tamponatura e il telaio in c.a. contenente il pannello.

## 2. TECNOLOGIA ED UTILIZZAZIONE DEI TAMPONAMENTI IN MURATURA

Le tamponature e le tramezzature degli edifici in cemento armato costituiscono uno degli elementi di maggiore vulnerabilità sismica in molti stabili realizzati nelle scorse decadi, come confermato non solo dagli studi “teorici” compiuti negli ultimi anni ma anche dalle rilevazioni eseguite in laboratorio e nelle costruzioni reali. Inoltre, tali pannelli, se associati ad altri elementi non strutturali quali gli impianti meccanici o elettrici, costituiscono dall’80% al 90% del costo complessivo del fabbricato.

Nella totalità degli eventi sismici di intensità medio alta che hanno interessato l’Italia, si è assistito al crollo repentino e non controllabile di elementi non strutturali, sia per azioni contenute nel piano della tamponatura, sia per azioni perpendicolari a esso. Ovviamente il comportamento nei confronti di queste due azioni è molto diverso, ecco perché la normativa attuale ha reso obbligatorio eseguire le relative verifiche, nel piano e nel fuori piano, sia quando si progettano nuove costruzioni che quando si esegue la verifica dell’adeguatezza sismica di costruzioni già esistenti. In questo contesto, inoltre, bisogna anche riportare come le recenti valutazioni probabilistiche abbiano dimostrato che i costi di riparazione per i tipici edifici mono piano e multipiano siano fortemente influenzati dal danno ai componenti non strutturali, anche per terremoti di bassa intensità. E’ stato, infatti, osservato in più occasioni che il danno agli elementi non strutturali si verifica per intensità sismiche molto più basse di quelle che danneggiano gli elementi strutturali.

Per quanto riguarda i criteri di modellazione e analisi, va costatata l’assenza di un consenso a livello internazionale per quanto riguarda i metodi che siano non solo teoricamente validi ma anche di facile applicabilità in fase di progetto: questa discordanza di pareri si riflette inevitabilmente sulla mancanza di standard industriali e soprattutto di prescrizioni normative. Il motivo principale che ostacola lo sviluppo di procedure di modellazione, analisi e progettazione nelle quali venga anche analizzata l’interazione con gli elementi non strutturali è la complessità del sistema che si viene in tal modo a creare. Infatti, il sistema che si andrebbe a creare possiede caratteristiche con le quali il progettista generalmente non si confronta nella progettazione classica: ad esempio l’accoppiamento dinamico fra lo smorzamento strutturale e quello non strutturale che può condurre a sistemi non classicamente smorzati oppure le interazioni a livello locale fra struttura ed elementi non strutturali.

## **2.1 Inquadramento Normativo**

In tutti i sistemi normativi moderni vengono previsti dei requisiti per i sistemi di tamponamento in muratura, i quali possono essere suddivisi in due gruppi, i requisiti strutturali e quelli non strutturali. Per quanto riguarda i requisiti non strutturali, si possono citare quelli relativi alla sicurezza al fuoco, il comfort termico e acustico, la durabilità e la permeabilità all'acqua e all'aria.

In ambito europeo, i requisiti relativi alla sicurezza strutturale sono attualmente normati da:

- Eurocodice 2 (EN 1992) per quanto riguarda la progettazione di strutture in calcestruzzo armato;
- Eurocodice 3 (EN 1993) per quanto riguarda la progettazione di strutture in acciaio;
- Eurocodice 6 (EN 1996) per quanto riguarda la progettazione di strutture in muratura;
- Eurocodice 8 (EN 1998) per quanto riguarda la sicurezza sismica degli edifici.

Tutte le norme menzionate comprendono le prescrizioni per le strutture e i requisiti per le pareti in muratura: questi sono definiti con riferimento agli stati limite di collasso (nel piano e nel fuori piano) e agli stati limite di danno; vengono inoltre forniti i metodi di calcolo per poter assicurare tali requisiti.

In Italia tutte le prescrizioni e le regole di progettazione sono contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008, D.M. 14/01/2008): come nelle norme europee, anche in questo caso i requisiti riguardano gli stati limite di collasso e di danno, tuttavia sono molto limitate le disposizioni per le strutture a telaio in c.a. con tamponamenti in muratura.

Sia gli Eurocodice che le NTC2008 definiscono, alla base della progettazione, il *force-based design*, ovvero l'impostazione alle forze: l'immediata conseguenza di tale approccio riguarda l'utilizzo di modelli strutturali elastici-lineari per la progettazione e la verifica di strutture in c.a. regolari contenenti pannelli di tamponamento in muratura, svolgendo principalmente analisi statiche equivalenti o analisi dinamiche modali con spettro di risposta. Per poter considerare la resistenza strutturale alle azioni sismiche in campo non lineare viene introdotto il fattore di riduzione della domanda sismica "q", definito "fattore di struttura" dalle attuali NTC2008. Nonostante queste direttive e il riconoscimento a livello teorico di una probabile influenza degli elementi non strutturali sulla risposta sismica della struttura, le norme non danno altre indicazioni al fine di valutare la presenza delle pareti di tamponamento in muratura come elementi da analizzare nello studio della struttura sismo-resistente, lasciando quindi l'argomento in sospeso e senza chiarezza.

## ***2.2 Tipologie di Tamponatura***

L'utilizzo di pareti di tamponatura in muratura, talvolta pure di pareti a faccia vista in muratura, è molto frequente nei paesi europei poiché il loro utilizzo rappresenta una soluzione economica e durevole nel tempo: sono infatti facili da costruire, costituiscono un ottimo livello di "bellezza architettonica" e hanno un rapporto costo-prestazioni molto vantaggioso rispetto ad altre soluzioni.

Nonostante le tamponature in muratura siano tradizionalmente considerate come elementi non strutturali, sia la teoria che la realtà dei fatti hanno dimostrato come possano influire positivamente sul comportamento globale e sismico degli edifici in c.a.. Bisogna però anche considerare i possibili effetti negativi dati dall'interazione tra struttura e pannello, come ad esempio:

- Il danneggiamento eccessivo dovuto ad un evento sismico e prodotto non solo sul pannello in muratura ma anche sul telaio stesso;
- Il collasso delle tamponature, sia nel piano che nel fuori piano, con queste ultime molto rischiose per le persone e i beni presenti nelle vicinanze della struttura.



*Figura 1 - Esempi di Crollo di Elementi Non Strutturali (L'Aquila 2009).*

Per questi motivi è assolutamente necessario studiare delle soluzioni che permettano non solo di considerare gli effetti benefici delle tamponature negli edifici in c.a., ma anche che limitino in maniera importante gli effetti negativi del loro utilizzo e della reciproca interazione pannelli-telaio, sia per le conseguenze economiche (costi di riparazione, costi di ricostruzione, danneggiamento o distruzione altri beni economici) che per quelle legate alla tutela della vita delle persone.

Al fine di poter stabilire e utilizzare tali soluzioni nelle nuove tecnologie, bisogna ottenere un'adeguata conoscenza per quanto riguarda i tipi di struttura, i materiali e le caratteristiche delle tipologie attualmente e storicamente più utilizzate in Italia.

Nei seguenti paragrafi saranno quindi presentati i risultati degli studi e delle ricerche effettuate al fine di conoscere le tipologie tipicamente utilizzate in Italia.

## 2.2.1 Caratteristiche dei Sistemi di Tamponatura

Per quanto riguarda le normative, italiane e europee, che trattano le tipologie strutturali in c.a. all'interno delle quali trovano impiego i sistemi di chiusura in muratura, bisogna considerare:

- Paragrafi 7.4.3.1 e 7.4.5.1 delle NTC2008, rispettivamente per edifici in c.a. e prefabbricati;
- Paragrafi 5.2.2.1 e 5.11.1.1 dell'Eurocodice 8.

In Italia le strutture in c.a. maggiormente impiegate sono quelle:

- A telaio in c.a.;
- Miste equivalenti a telaio;
- Miste equivalenti a pareti.

Mentre la tipologia dominante per le strutture prefabbricate è quella *a telaio*.

Tabella 1 - Tipologie Strutturali.

Tipologie Strutturali (NTC 2008 - §7.4.3 §7.4.5)	Frequente	Rara
Strutture a telaio in c.a.	X	
Strutture miste equivalenti a telai	X	
Strutture miste equivalenti a pareti	X	
Strutture a pareti in c.a.		X
Strutture prefabbricate in c.a. a telaio	X	
Strutture prefabbricate in c.a. a parete		X
Strutture prefabbricate in c.a. miste telaio-parete		X

In generale, la tipologia di tamponatura più diffusa in Italia è quella *a singolo paramento* o *monostrato*, anche se è molto comune quella *a doppio paramento con cavità*.

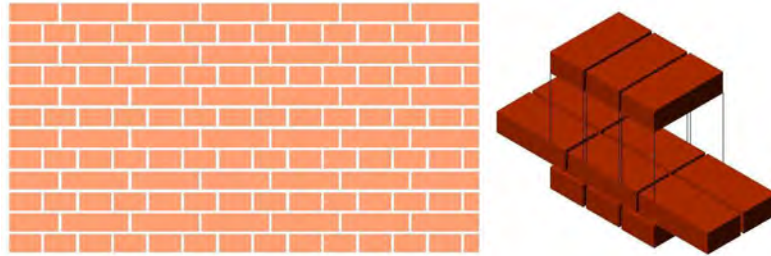


Figura 2 - Tamponatura a Singolo Paramento.

Per quanto riguarda i materiali, invece, i più utilizzati sono i blocchi per muratura in *laterizio*; in alternativa, diffusi sono pure i blocchi in *calcestruzzo aerato autoclavato* e i blocchi in *calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti o leggeri)* in *pietra naturale*. Ad oggi i muri di partizione realizzati con blocchi in laterizio forati in direzione orizzontale o verticale rappresentano circa i due terzi del rispettivo mercato, per questo motivo nelle descrizioni successive si farà riferimento soprattutto a questa tipologia.



Figura 3 - Tipologie di Blocchi per Muratura di Tamponamento.

Analizzando nel dettaglio l'uso di elementi in laterizio, fino al 1960 erano impiegate maggiormente tamponature in mattoni pieni; successivamente tali elementi iniziarono ad essere sostituiti da blocchi in laterizio per muri monostrato o a doppio strato con intercapedine. Negli ultimi anni si è riscontrato una generale tendenza all'aumento dello spessore dei muri di chiusura, determinato dall'aumento dei requisiti meccanici e termoacustici ("DPCM 05/12/1997", "D.Lgs. n.192 19/08/2005", "D.Lgs. n.311 29/12/2006").

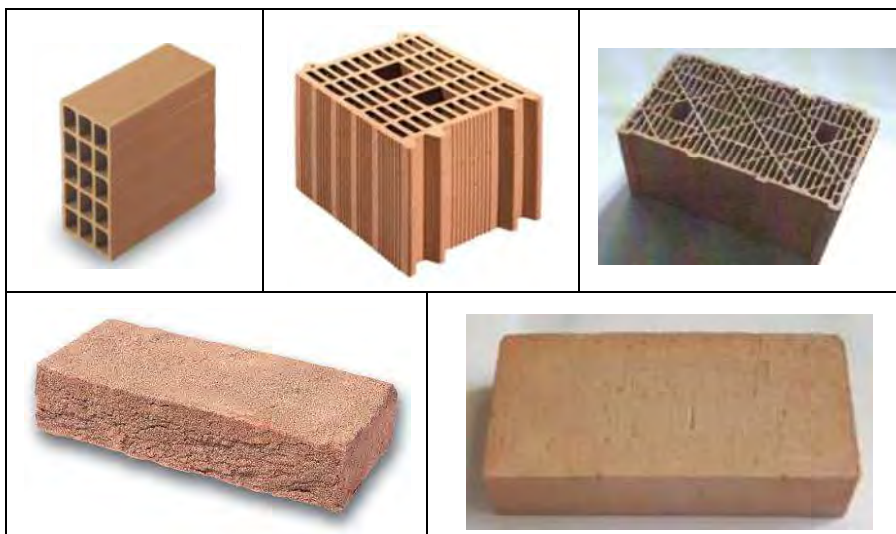
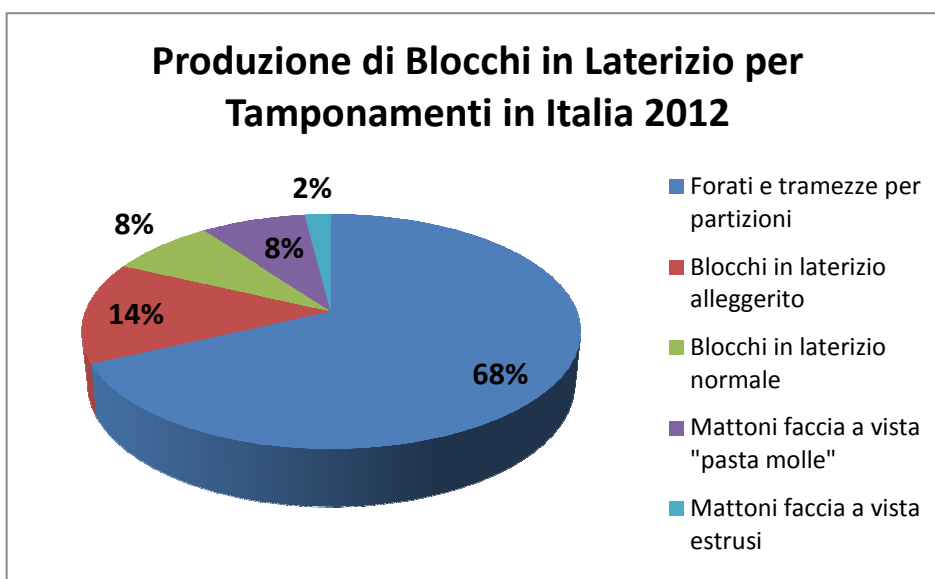


Figura 4 - Tipologie di Blocchi in Laterizio (in ordine: forati e tramezze, blocchi alleggeriti, blocchi normali, mattoni faccia a vista "pasta molle", mattoni faccia a vista "estrusi").

In particolare, in Italia, la produzione di blocchi in laterizio per muri di chiusura e partizione può essere suddivisa, su un totale di 2775 mila tonnellate prodotte, come mostrato nel seguente grafico estrapolato dall' "Osservatorio Laterizi 2012":



I giunti con i quali è realizzata la muratura sono fatti con malta per muratura ordinaria, malta per strati sottili o malta alleggerita (a seconda dei costituenti, EN 1996). La malta di classe M2,5 è di gran lunga la più utilizzata in Italia per la realizzazione dei sistemi di tamponatura, soprattutto nel caso di giunti ordinari, solo in poche applicazioni trova uso la malta M5.

Per quanto concerne i giunti orizzontali, i più comuni sono i *giunti normali*, con spessori tra i 5 e i 15 mm. I *giunti sottili* con spessori tra 1 e 3 mm sono impiegati relativamente di rado, ma con interesse crescente nel caso di elementi resistenti di laterizio e più di frequente nel caso di blocchi di calcestruzzo areato autoclavato. I giunti orizzontali sono in genere continui, ma non di rado si trovano applicazioni con giunti discontinui. Per i



giunti verticali, invece, sono impiegati sia quelli in malta, con spessore tra i 5 e i 15 mm, sia quelli non riempiti ad incastro. Sono invece meno comuni le tamponature realizzate con tasche riempite di malta o senza giunto di malta (a secco).

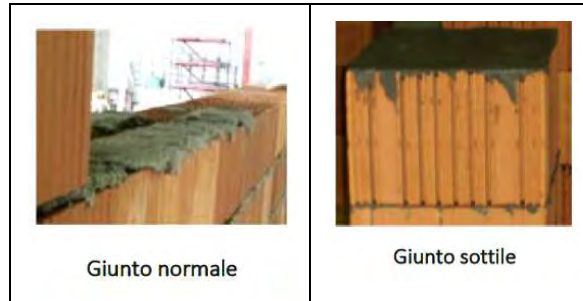


Figura 5 - Forma del Giunto Orizzontale.



Figura 6 - Forme del Giunto Verticale.

## 2.2.2 Sistemi Tecnologici per la Realizzazione dei Tamponamenti

### - Tamponature Monostrato

Le tamponature monostrato sono realizzate con blocchi a tutto spessore di muro. Per migliorarne le prestazioni termo-igrometriche, sulla faccia esterna, sono spesso applicati dei pannelli isolanti di vario spessore, in base alla trasmittanza richiesta da progetto. Si tratta della tipologia più diffusa.



Figura 7 - Tamponatura Monostrato.

Nel caso di elementi per muratura di laterizio, i più utilizzati per la realizzazione di tamponature monostrato appartengono al *Gruppo 2* (e talvolta al *Gruppo 3*) individuati dall'Eurocodice 6. Vengono tipicamente utilizzati *blocchi forati* o *semipieni* (percentuale di foratura 45-65%) con fori verticali. Raramente vengono utilizzati, contrariamente a quanto accadeva in passato, elementi *pieni*. Il peso di volume lordo degli elementi è basso, tra i 600 e gli 800 kg/m<sup>3</sup>.

La forma più comune dei fori è *rettangolare*, ma sono impiegati anche fori ovali o di altre forme; tipicamente lo spessore dei setti è di 4-8 mm, quello delle cartelle esterne

varia dai 6 ai 12 mm. La resistenza media normalizzata a compressione lungo la direzione verticale è di solito compresa tra i 5 e i 20 MPa. La conduttività termica è medio-bassa, con valori di 0.10-0.40 W/mK.

I blocchi dei tamponamenti monostrato sono per lo più *privi di incastri*, ma in talune applicazioni (e nel caso di partizioni interne) sono impiegati sistemi di incastro verticale.

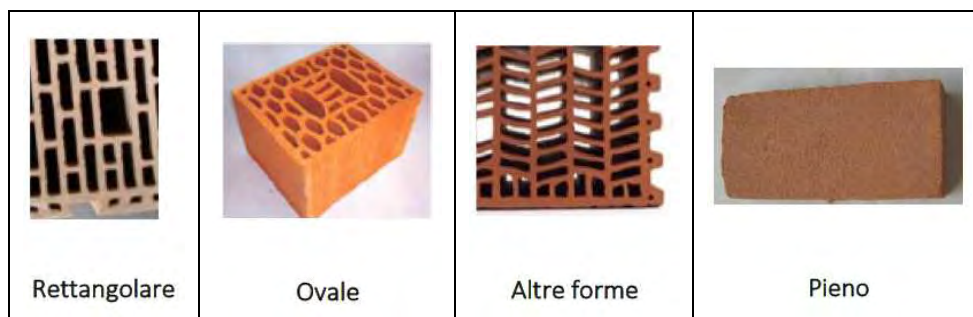


Figura 8 - Tipologia di Fori

La maggior parte delle pareti di tamponatura è *non armata*. Per quanto riguarda le pareti monostrato, nelle applicazioni che fanno uso di sistemi di rinforzo, le principali disposizioni adottate, per tutte le tipologie di muratura/blocco, sono quelle con rinforzi orizzontali (barre d'acciaio o tralici prefabbricati posizionati nei giunti). Negli anni sono stati sviluppati sistemi con rinforzi anche verticali (barre d'acciaio posizionate nei giunti o in blocchi speciali). Si stanno inoltre diffondendo sistemi di rinforzo esterno con reti in materiale composito, applicate utilizzando l'intonaco come matrice. Tali sistemi sono proposti in particolare nel caso di pareti di tamponatura di spessore non elevato e/o a fori orizzontali.



Figura 9 - Disposizioni dei Rinforzi (in ordine: rinforzi orizzontali, verticali, con rete porta-intonaco).

Per quanto riguarda eventuali sistemi di fissaggio, sono raramente impiegati ancoraggi tra i blocchi di muratura e gli elementi del telaio, con alcune applicazioni solo per il fissaggio dei blocchi alle colonne e alla trave superiore del pannello con sistemi di ritenzione a trazione o a taglio.

- Tamponature a Doppia Parete

Si tratta di una tipologia costituita da due strati distanziati tra loro: la presenza di un'intercapedine consente di inserire materiali isolante in grani o in pannelli, che aumentano la resistenza termica offerta dalla camera d'aria. In questa classe di tamponature si devono distinguere quelle con entrambi gli strati realizzati con blocchi di laterizio forati e semipieni, entrambi confinati all'interno del telaio ed intonacati, da quelli realizzati con un paramento interno in blocchi, di varie tipologie, ed uno strato esterno faccia a vista generalmente in mattoni pieni adibito a funzione estetica.

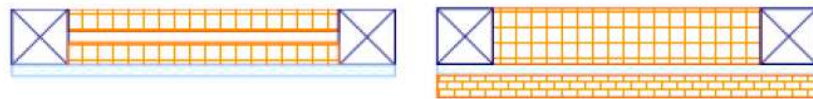


Figura 10 - Tamponatura: a paramento doppio (a sinistra);  
con strato esterno faccia a vista (a destra).

Per il paramento interno, si utilizzano blocchi classificabili nei *Gruppi 2 e 3* dell'Eurocodice 6, cioè blocchi *forati o semipieni* (percentuale di foratura 45-65%), con fori *verticali o orizzontali*, e caratteristiche simili a quelle riportate nel caso di murature monostrato, naturalmente con un range minore di spessore. Per le murature a paramento doppio con entrambi i paramenti confinati nel telaio (senza strato esterno di rivestimento), si utilizzano sempre blocchi di questi tipi, ma in particolare nelle costruzioni realizzate a partire dagli anni '60 sono molto comuni laterizi a fori orizzontali (*Gruppo 4*) ad alta percentuale di foratura, con spessori medi attorno ai 100-120 mm, analoghi a quelli ampiamente utilizzati per partizioni e tramezzature.

Per la realizzazione del paramento esterno o rivestimento faccia a vista, vengono tipicamente impiegati elementi *pieni*, classificati al *Gruppo 1* dall'Eurocodice 6, di dimensioni 250 mm di lunghezza, 115-120 mm di spessore e 55 mm di altezza in media. Il peso di volume di questi elementi è piuttosto elevato, con valori tipici di 1500-1800 kg/m<sup>3</sup> e resistenza media normalizzata a compressione lungo la direzione verticale compresa tra i 15 e i 30 MPa. La conduttività termica è medio-alta per tali elementi pieni (0.30-0.60 W/mK); tuttavia quella dell'intera parete viene usualmente migliorata attraverso l'inserimento di appositi materiali isolanti nell'intercapedine tra i paramenti.

I blocchi per tamponature a doppia parete sono per lo più *privi di incastri e non armati*, nel caso sia del paramento interno che di quello esterno. E' frequente l'impiego di fissaggi a trazione tra i paramenti interno ed esterno faccia a vista; sono invece meno comuni le applicazioni di sistemi di fissaggio a taglio tra i paramenti. Un sistema tradizionale di collegamento tra i due paramenti di pareti doppie confinate nel telaio (senza rivestimento esterno), è realizzato utilizzando gli stessi elementi resistenti, disposti ortogonalmente allo sviluppo della parete, a mo' di connettori. Nel caso di sistemi a paramento doppio con strato esterno di rivestimento faccia a vista, sono presenti anche collegamenti tra lo strato faccia a vista e le colonne ed in particolar modo le travi del telaio.

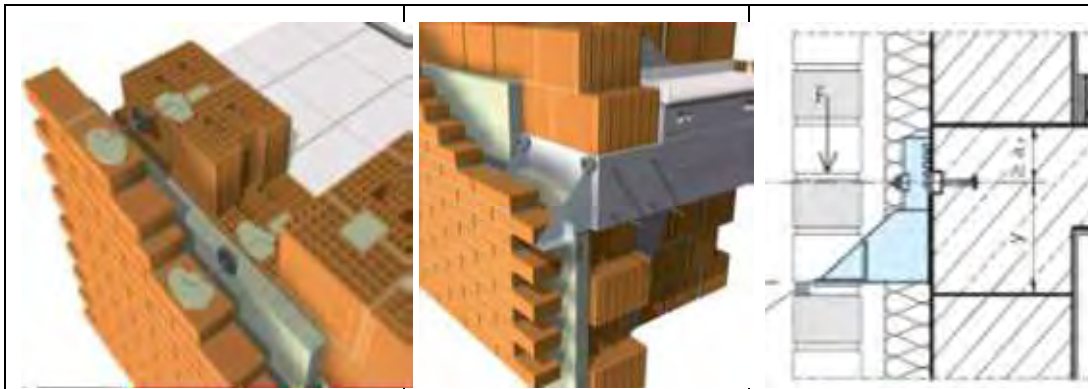


Figura 11 - Sistema di Fissaggio a Trazione tra il Paramento Esterno Faccia-a-Vista e quello Interno (a sinistra); Sistema di Fissaggio a Telaio in c.a. per Pareti di Rivestimento.

- Tamponature a Pannelli Prefabbricati

Le tamponature a pannelli prefabbricati sono utilizzate sia in ambito residenziale che industriale; sono realizzati in fabbrica inserendo armature che ne consentano il sollevamento. Giunti in cantiere, sono posizionati e connessi con gli altri pannelli utilizzando giunti di malta e cravatte metalliche.

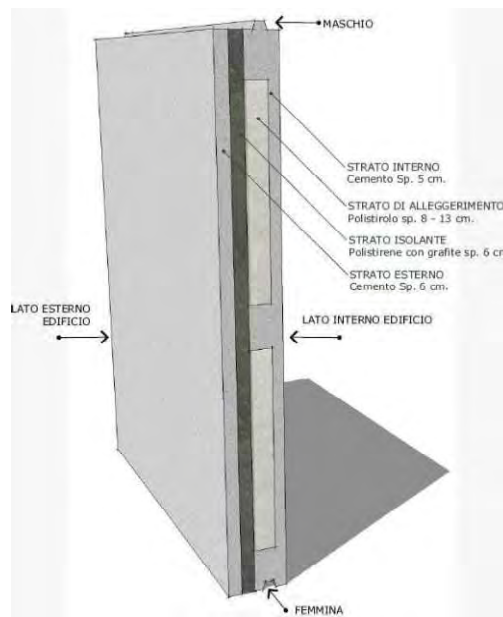
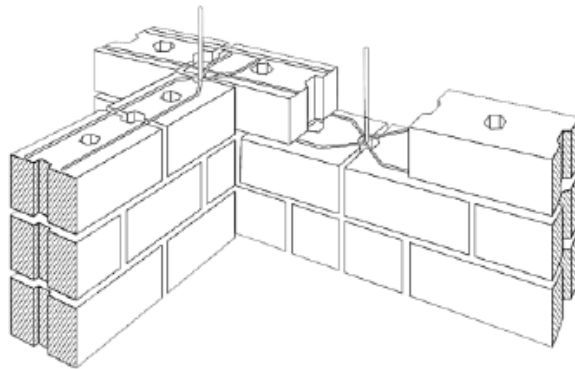


Figura 12 - Pannello a Taglio Termico.

- Tamponature in Blocchi Prefabbricati

Le tamponature a blocchi prefabbricati sono murature in cui il pannello, a differenza della precedente tipologia, è costruito direttamente in cantiere attraverso il montaggio di blocchi prefabbricati; spesso realizzati in calcestruzzo con inserti di materiale isolante già predisposti in opportune sedi. Talvolta hanno anche pezzi speciali che per la loro morfologia sono adatti a risolvere particolari costruttivi quali mazzette, architravi, cordoli. Sono spesso identificate anche con il termine “tamponature a sistema”.



*Figura 13 - Tamponatura in Blocchi Prefabbricati YTONG.*

## ***2.3 Analisi dei Costi dei Sistemi di Tamponatura***

A seguito di eventi sismici, anche recenti, avvenuti in Italia (Aquila 2009, Emilia 2012) si è riscontrato che una buona parte degli edifici a telaio in c.a. con tamponature hanno subito danni molto limitati o nulli alla struttura portante, mentre i tamponamenti sono risultati fortemente danneggiati. In questo caso i costi sono sia di tipo diretto, collegati ai necessari interventi strutturali di ripristino e rinforzo o sostituzione integrale dei pannelli murari (quindi demolizione e successiva ricostruzione), sia indiretto, perché una volta che i tamponamenti risultano fortemente danneggiati, viene preclusa l'agibilità della parte interna dell'edificio, con conseguenze economiche (ed anche sociali) legate alla necessità di trovare un diverso alloggio agli sfollati che non possono utilizzare le abitazioni fino al ripristino delle condizioni di agibilità.

In fase di realizzazione di nuovi interventi o di riparazione e di rinforzo di strutture civili, i costi relativi alle diverse tecniche costruttive utilizzate per i sistemi di tamponatura rappresentano quindi un parametro importante per le scelte progettuali.

A tale scopo è stata condotta un'analisi comparativa dei costi di intervento per la valutazione dell'opportunità di usare determinate tecnologie costruttive per i tamponamenti di edifici a telaio in c.a. in relazione alla frequenza e onerosità della riparazione di strutture che hanno raggiunto un livello di danneggiamento pari allo stato limite di danno.

L'analisi riportata si limita ad una valutazione dei costi diretti di riparazione/rinforzo o completa ricostruzione e riguarda l'individuazione dei costi unitari delle principali tecniche di rinforzo e di ricostruzione di tamponamenti, analizzando la variazione di questi valori sul territorio nazionale con riferimento a prezziari aggiornati e determinando dei costi indicativi per le tipologie di intervento più usuali.

### **2.3.1 Individuazione dei Costi Unitari**

I dati per il confronto dei prezzi delle tecniche di rinforzo e degli interventi di demolizione e ricostruzione di tamponatura nuova per le diverse zone d'Italia sono stati ricavati dai prezziari di commercio regionali (con particolare riferimento a quelli delle regioni colpite da recenti eventi sismici):

- "Prezzario Regione Abruzzo 2014";
- "Elenco Regionale dei prezzi delle opere pubbliche della regione Emilia Romagna" (2012);
- "Prezzario regionale dei lavori pubblici del Friuli Venezia Giulia" (2013);
- "Listino prezzi per l'esecuzione di opere pubbliche e di manutenzione del Comune di Milano" (2014);
- Analisi prezzi fornite da produttori per tecniche innovative basate sull'utilizzo di reti in materiale composito applicate mediante intonaco.

Nella tabella seguente vengono riportati i costi indicativi medi sul territorio nazionale (individuati dai codici A.P.) per le diverse tipologie di muratura e di tecniche di rinforzo utilizzate. I singoli costi si riferiscono ad un valore indicativo (media ponderata) definito sulla base della consultazione degli stessi.

*Tabella 2 - Elenco dei Costi Indicativi per la Muratura di Tamponamento Monostrato.*

<b>Codice</b>	<b>DESCRIZIONE INTERVENTO</b>	
<b>A.P.01</b>	<b>Realizzazione Nuova Tamponatura Monostrato</b>	<b>Costo [€/mq]</b>
A.P.01.1	Spessore 15 cm	46,00
A.P.01,2	Spessore 20 cm	53,00
A.P.01.3	Spessore 25 cm	55,00
A.P.01.4	Spessore 30 cm	58,00
A.P.01.5	Spessore 35 cm	68,00
<b>A.P.02</b>	<b>Demolizione e Rifacimento Nuova Tamponatura Monostrato</b>	<b>Costo [€/mq]</b>
A.P.02.1	Spessore 15 cm	57,00
A.P.02.2	Spessore 20 cm	68,00
A.P.02.3	Spessore 25 cm	74,00
A.P.02.4	Spessore 30 cm	81,00
A.P.02.5	Spessore 35 cm	95,00

Tabella 3 - Elenco dei Costi Indicativi per la Muratura di Tamponamento Multistrato.

<b>Codice</b>	<b>DESCRIZIONE INTERVENTO</b>	
<b>A.P.03</b>	<b>Realizzazione Nuova Tamponatura a Cassetta con Interposta Camera d'aria Spessore 10 cm</b>	<b>Costo [€/mq]</b>
A.P.03.1	Mattone pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 10 cm	70,00
A.P.03.2	Mattone pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 15 cm	82,00
A.P.03.3	Mattone pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 20 cm	95,00
A.P.03.4	Mattone semi-pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 10 cm	110,00
A.P.03.5	Mattone semi-pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 15 cm	125,00
A.P.03.6	Mattone semi-pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 20 cm	130,00
A.P.03.7	Mattone Forato 12x25x5.5 Esterno e Mattone Forato 12x25x5.5 Interno	70,00
A.P.03.8	Blocchi forati in Laterizio Alveolato Interno/Esterno 15x25x25 + 12x25x25	100,00
A.P.03.9	Blocchi forati in Laterizio Alveolato Interno/Esterno 20x25x25 + 12x25x25	105,00
A.P.03.10	Blocchi forati in Laterizio Alveolato Interno/Esterno 25x25x25 + 12x25x25	110,00
<b>A.P.04</b>	<b>Demolizione e Ricostruzione Nuova Tamponatura a Cassetta con Interposta Camera d'aria Spessore 10 cm</b>	<b>Costo [€/mq]</b>
A.P.04.1	Mattone pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 10 cm	85,00
A.P.04.2	Mattone pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 15 cm	101,00
A.P.04.3	Mattone pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 20 cm	118,00
A.P.04.4	Mattone semi-pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 10 cm	125,00
A.P.04.5	Mattone semi-pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 15 cm	144,00
A.P.04.6	Mattone semi-pieno Esterno spessore 12 cm e Blocco Forato Interno spessore 20 cm	153,00
A.P.04.7	Mattone Forato 12x25x5.5 Esterno e Mattone Forato 12x25x5.5 Interno	89,00
A.P.04.8	Blocchi forati in Laterizio Alveolato Interno/Esterno 15x25x25 + 12x25x25	119,00
A.P.04.9	Blocchi forati in Laterizio Alveolato Interno/Esterno 20x25x25 + 12x25x25	128,00
A.P.04.10	Blocchi forati in Laterizio Alveolato Interno/Esterno 25x25x25 + 12x25x25	137,00



Tabella 4 - Elenco dei Costi Indicativi per le più comuni tecniche di Rinforzo per Pannelli Murari.

<b>Codice</b>	<b>DESCRIZIONE INTERVENTO</b>	
<b>A.P.05</b>	<b><i>Rinforzo di Tamponamenti</i></b>	<b>Costo [€/mq]</b>
A.P.05.1	Intervento di collegamento trasversale con barre in acciaio filettate inserite all'interno di guaine con ancorante chimico	55,00
A.P.05.2	Rete Metallica Elettrosaldata applicata su un solo lato, spessore minio malta cementizia di 4 cm	65,00
A.P.05.3	Rete Metallica Elettrosaldata applicata su un solo lato e trattamento di iniezioni, spessore minio malta cementizia di 4 cm	90,00
A.P.05.4	Rete Metallica Elettrosaldata applicata su un solo lato e trattamento di iniezioni, spessore minio malta cementizia di 10 cm	105,00
A.P.05.5	Rete Metallica Elettrosaldata applicata su entrambi i lati, spessore minio malta cementizia di 4 cm	110,00
A.P.05.6	Rete Metallica Elettrosaldata applicata su entrambi i lati e trattamento di iniezioni, spessore minio malta cementizia di 4 cm	140,00
A.P.05.7	Rete Metallica Elettrosaldata applicata su entrambi i lati e trattamento di iniezioni, spessore minio malta cementizia di 10 cm	170,00
A.P.05.8	Fasciatura Perimetrale Antiribaltamento, estensione della zona di lavorazione uguale a 0.5 metri, con fiocco di connessione disposto ogni metro	85,00 [€/ml]
A.P.05.9	Sistema di Rinforzo con rete in Fibra di Basalto e Acciaio Inox (Geosteel Grid 200) o in Fibra di Vetro Alcali resistente e Aramide (ARV 100) su matrice composta da Geocalce fino o Intonaco in Biogesso	56,00
A.P.05.10	Sistema di Rinforzo con rete in Fibra di Basalto e Acciaio Inox (Geosteel Grid 200) o in Fibra di Vetro Alcali resistente e Aramide (ARV 100) su matrice composta da Intonaco in Biocalce	62,00

### 3. TELAI CON TAMPONATURE IN MURATURA: STATO DELL'ARTE

#### 3.1 Il Comportamento dei Telai con Pannelli in Tamponatura

La modellazione che descrive il comportamento dei telai con pannelli in muratura e caricati lateralmente, che debba in particolar modo simulare l'effetto di un sisma, è un ambito di studio molto complesso e perciò in continua evoluzione, sia dal punto di vista concettuale che dal punto di vista sperimentale. La principale problematica riscontrabile riguarda la presenza di forti non linearità dovute all'interazione tra le tamponature e il telaio che le contiene<sup>1</sup>. Come si può notare dalla seguente figura, già per modesti livelli di carico il pannello si separa parzialmente dal telaio: tale pannello risulta quindi definito come un elemento diagonale.

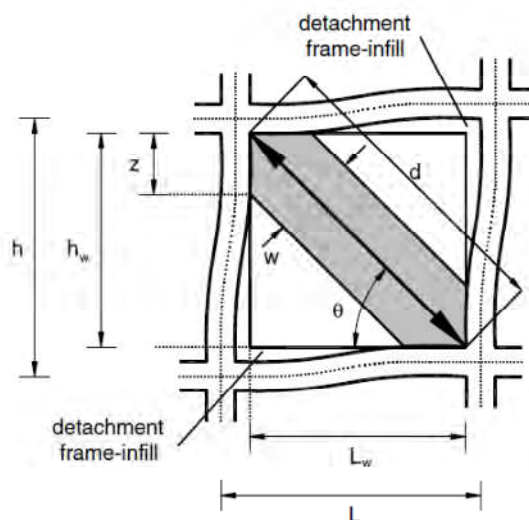


Figura 14 - Comportamento ed Effetto della Tamponatura sul Telaio.

Tale comportamento si mantiene fino a che il carico raggiunge il valore limite che rappresenta la rottura del pannello o del telaio: dagli studi e dalle rilevazioni eseguite, si è potuto constatare come il crollo del telaio possa avvenire per un eccessivo carico trasversale sulle colonne, per effetto dello sforzo tagliante sulle colonne o sulle travi, oppure per la formazione di un meccanismo labile dovuto alla creazione di una o più *cerniere plastiche*. Se invece il telaio risulta correttamente progettato e quindi sufficientemente robusto da resistere ai carichi appena definiti, potrebbe allora verificarsi per primo il collasso del pannello. Generalmente il carico orizzontale applicato nel piano a uno dei nodi superiori, è sostenuto da un sistema tirante-puntone, formato

<sup>1</sup> L. Domenicale, Tesi di laurea, Università degli Studi Padova, 2015.

dalla colonna caricata e dalla diagonale compressa che rappresenta il pannello (tale diagonale è definita dal nodo caricato a quello opposto). Lo stato tensionale nel tamponamento dà quindi origine ad una tensione principale di compressione lungo la diagonale, e ad una tensione principale di trazione in direzione perpendicolare. Se il tamponamento non fosse costituito da muratura bensì da calcestruzzo, si avrebbero allora diversi stadi di rottura: inizialmente si presenterebbe la rottura della diagonale compressa e successivamente quella in prossimità del nodo caricato. Nel caso invece di pannello costituito da muratura, a queste due tipologie di rottura deve essere aggiunta quella per taglio lungo uno strato di malta.

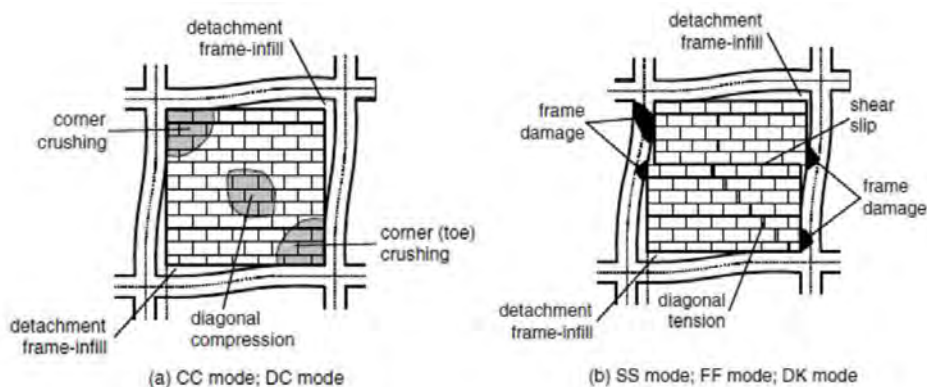


Figura 15 - Diverse Modalità di Rottura del Tamponamento.

I diversi modi di collasso di un telaio con pannelli murari sono di seguente indicati, in accordo con la figura precedente:

- *Corner Crushing* – *CC*, che definisce la rottura nell'angolo del tamponamento: questo modo è associato al sistema costituito da pannello debole, telaio sufficientemente rigido e collegamenti deboli;
- *Diagonal Compression* – *DC*, che rappresenta il collasso del pannello nella zona centrale: questo modo è associato ad un tamponamento snello, in cui la rottura avviene spesso per sollecitazioni fuori dal piano;
- *Sliding Shear* – *SS*, che consiste nella rottura orizzontale per scorrimento e taglio e avviene attraverso i giunti di malta della muratura: questo modo avviene per giunti di malta troppo deboli o per telai eccessivamente rigidi;
- *Diagonal Cracking* – *DK*, che si identifica come una frattura lungo la diagonale compressa del pannello e che solitamente avviene in concomitanza allo scorrimento a taglio: questo comportamento avviene per giunti di malta deboli, membrature troppo rigide e tamponature piuttosto resistenti;
- *Frame Failure* – *FF*, con la formazione di cerniere plastiche sulle colonne o in corrispondenza dei nodi trave-colonna: questo modo è associato a un telaio debole (o con nodi deboli) e membrature resistenti, con un pannello piuttosto rigido.

Con riferimento agli studi eseguiti successivamente agli eventi sismici che hanno caratterizzato l’Abruzzo, ed in particolare la città de L’Aquila, nell’aprile 2009, è stato rilevato come, nelle strutture in c.a., i danni rilevanti abbiano interessato, nella maggioranza dei casi, gli elementi non strutturali del fabbricato, quali tamponamenti e tramezzature interne con i relativi rivestimenti<sup>2</sup>. Gran parte degli edifici multipiano, con struttura a telaio in c.a., hanno riportato lesioni ai tamponamenti, sia del tipo a “croce” che con crollo parziali o totale della muratura; tali lesioni sono principalmente da amputare alle elevate deformazioni che la struttura intelaiata ha subito in seguito al sisma. Quando gli spostamenti sono superiori a quelli assorbiti in campo elastico dai tamponamenti, si formano lesioni tra il telaio e sulla stessa parete, che comportano la perdita della capacità portante per azioni perpendicolari al piano della muratura, aumentando fortemente la vulnerabilità dei tamponamenti stessi.

In genere i danni tipici rilevati possono essere distinti secondo due fondamentali modalità di collasso: la prima riguarda quei meccanismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal proprio piano, quindi con comportamento flessionale e di ribaltamento; mentre la seconda modalità considera la risposta della parete nel proprio piano, con tipici danneggiamenti per taglio e pressoflessione. Questo secondo meccanismo sviluppa in genere resistenze maggiori rispetto alla rottura fuori piano: volendo attribuire quindi una gerarchia alla rottura dei pannelli murari, si può affermare che la rottura fuori piano avviene per sollecitazioni minori rispetto alla rottura nel piano.

E’ da sottolineare che un pannello danneggiato precedentemente nel piano può essere caratterizzato da un degrado molto marcato della resistenza fuori piano rispetto alle condizioni di parete ancora integra. Alcune sperimentazioni hanno costatato per pareti di tamponamento un degrado fino all’80% della resistenza iniziale già a partire da bassi livelli fessurativi<sup>3</sup>. Tale diminuzione di resistenza risulta particolarmente gravosa per le tamponature ai piani bassi ed intermedi dell’edificio: rispetto ai piani bassi, quelli alti sarebbero teoricamente più vulnerabili a collassi fuori piano perché interessati da accelerazioni maggiori; tuttavia sono anche quelli soggetti a minori sollecitazioni nel piano e quindi non si presentano danneggiati al momento della sollecitazione fuori piano. Al contrario, i tamponamenti ai piani bassi sono soggetti a forti sollecitazioni nel piano, dovute alla concentrazione della deformazione tagliante ai piani bassi dei telai stessi. A causa degli alti valori di deformazione d’interpiano, i tamponamenti risultano fortemente danneggiati nel loro piano, causando quindi la perdita di gran parte della resistenza residua fuori piano.

---

<sup>2</sup> M. Sant’Agata, Prota: Tesi di laurea, Università degli Studi di Napoli Federico II, 2010.

<sup>3</sup> P. Morandi, G. Magenes: *“Ricerca sul comportamento sismico delle tamponature in laterizio”*, Università degli Studi di Pavia, 2008.



*Figura 16 - Esempi di Danneggiamento dei Tamponamenti ai Piani Bassi (L'Aquila 2009).*

E' opportuno precisare che l'attivazione dei meccanismi fondamentali di collasso è strettamente dipendente dalla direzione del sisma e dal comportamento globale dell'edificio. Il comportamento globale della struttura sottoposta all'azione sismica è fortemente influenzato, ancor prima che dalle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali, dal grado di connessione presente tra essi<sup>4</sup>.

---

<sup>4</sup> E. Spicigo, Tesi di laurea, Università degli Studi di Padova, 2011.

## 3.2 Macromodellazione dei Tamponamenti

Per macromodellazione si intende un tipo di approccio che consiste sostanzialmente nel rappresentare una tamponatura mediante un insieme di elementi equivalenti, tali da riprodurre gli stessi effetti reali sul telaio che la contiene. Tale ambito è stato oggetto di numerosi studi negli ultimi 50 anni e per ricercare i vari macro modelli analitici proposti finora si può fare riferimento a quanto pubblicato da Asteris et Al.<sup>5</sup> nel 2011.

### 3.2.1 Modelli a Biella Equivalente

La prima indicazione per una schematizzazione del pannello basata sul concetto di *diagonale equivalente* fu data da Polyakov<sup>6</sup> agli inizi degli anni '60; tale traccia fu quindi ripresa da Holmes<sup>7</sup>, il quale definì il tamponamento come una biella diagonale incernierata alle estremità, caratterizzato dalla stessa legge costitutiva della muratura, lo stesso spessore  $t$  del pannello, una lunghezza  $d$  corrispondente alla lunghezza della diagonale e una larghezza equivalente  $w$  fissata approssimativamente secondo la regola:

$$w/d = 1,3$$

Tale relazione è definita come la “regola dell’un-terzo” e era applicabile a prescindere dalla rigidezza relativa del telaio e della tamponatura. Nel 1962 Smith, sulla base di dati sperimentali ottenuti da una consistente campagna di test, poté definire la seguente regola:

$$w/d = 0,10 \div 0,25$$

Negli anni successivi sempre Smith ed altri suoi collaboratori riuscirono ad esprimere, in maniera analitica, la relazione presente tra la larghezza della biella e la lunghezza di contatto pannello-telaio  $\lambda_h$  ricavata dalla formulazione della lunghezza di contatto tra una trave libera su una fondazione elastica soggetta a carico concentrato, come:

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w}} \quad \text{con } \theta = \arctan \frac{h_w}{l_w}$$

dove  $E_w$   $l_w$   $h_w$   $t_w$  sono rispettivamente il modulo elastico, la lunghezza, l'altezza e lo spessore del tamponamento (*wall*),  $EI$  è la rigidezza flessionale delle colonne,  $h$  è l'altezza delle colonne (misurata tra gli interassi delle travi) e  $\theta$  è l'angolo di inclinazione della biella equivalente. L'uso di questa formulazione per la progettazione sismica era raccomandato solo per livelli di forza orizzontale inferiori al 50% della resistenza ultima.

<sup>5</sup> P. Asteris, S. Antoniou, D. Sophianopoulos and C. Chrysostomou, “Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of Art”, J. Struct. Eng., vol. 137, no. 12, pp. 1508-1517, 2011.

<sup>6</sup> S.V. Polyakov, “Masonry in Framed Buildings (An investigation into the strength and stiffness of masonry infill)”, 1956.

<sup>7</sup> M. Holmes, “Steel frames with brickwork and concrete infilling”, Proc. Inst. Civil Eng., vol. 19, pp. 473-478, 1961.

Furono quindi numerose le proposte fatte durante gli anni per definire il rapporto  $w/d$ ; si riportano di seguito alcune tra quelle più caratteristiche:

Tabella 5 - Proposte per la Valutazione del Rapporto  $w/d$ .

Autore	Anno	Formulazione
Holmes	1961	$\frac{w}{d} = \frac{1}{3}$
Mainstone	1971	$\frac{w}{d} = 0,16\lambda_h^{-0,3}$
Liau & Kwan	1984	$\frac{w}{d} = \frac{0,95\sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}}$
Paulay & Priestley	1992	$\frac{w}{d} = \frac{1}{4}$

Nel 1999 *Flanagan & Bennet*<sup>8</sup> definirono un modello a biella equivalente calibrato su numerose analisi di modelli in scala reale di telai in acciaio, sottoposti a carichi *in piano*. Il comportamento delle tamponature è messo in relazione con lo scorrimento assoluto tra i due piani, quindi non con quello relativo. L'area **A** della biella dipende da **C**, una costante di determinazione empirica (funzione dello spostamento d'interpiano) che funge da indicatore dello stato limite del pannello.

$$A = \frac{\pi t_w}{C \lambda_h \cos \theta}$$

Recentemente *Hak & Morandi*<sup>9</sup> hanno lavorato e proposto un metodo per la valutazione delle proprietà della biella equivalente, sulla base di test in laboratorio eseguiti su telai tamponati di geometria 1x1. In queste analisi, il carico ciclico è applicato in maniera quasi statica nel piano della muratura e si procede attraverso il controllo dello spostamento, imponendo quindi *n* step di drift e 3 cicli inversi per ciascuno di essi. Questa procedura è stata quindi applicata a diverse tipologie di muratura, al fine di ottenere delle curve forza-spostamento interpolanti, sulla base delle quali è stato possibile calibrare il modello numerico della biella.

*Cavalieri et Al.*<sup>10</sup> hanno infine realizzato un modello a *pivot*, basandosi sui concetti introdotti precedentemente da *Dowell*<sup>11</sup> alla fine del secolo scorso, per poter definire uno strumento per lo studio del comportamento isteretico di colonne in c.a. sottoposte

<sup>8</sup> R. Flanagan, R. Bennet, "Bidirectional Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames", *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, no. 3, pp. 236-244, 1999.

<sup>9</sup> S. Hak, P. Morandi, "Evaluation of infill strut properties based on in-plane cyclic tests", *Gradevinar*, vol. 65, no. 6, pp. 509-521, 2013.

<sup>10</sup> L. Cavalieri, F. Di Trapani, "Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 65, pp. 224-242, 2014.

<sup>11</sup> R.K. Dowell, "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members", *ACI Struct. J.*, vol. 95, no. 5, 1998.

a carichi ciclici. La definizione di questo strumento deve quindi ridurre lo sforzo computazionale insito invece nell'analisi tradizionale del nodo. Il vantaggio di questo metodo è che si basa essenzialmente su regole geometriche che definiscono le leggi di carico e scarico, piuttosto che su leggi analitiche: in tal modo infatti risulta ridotto il numero di parametri fondamentali da introdurre, riducendo la complessità dell'analisi computazionale. Inoltre il modello a *pivot* dimostra grande flessibilità nel descrivere comportamenti di tensione-compressione non simmetriche, come nel caso delle bielle equivalenti alle tamponature, le quali sono resistenti solo a sforzi di compressione.

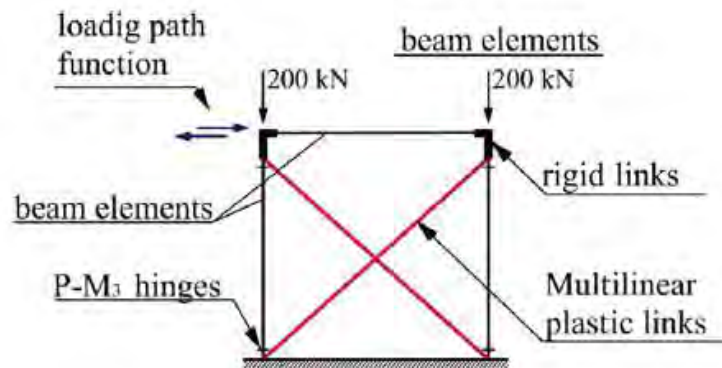


Figura 17 - Modellazione a Pivot di Cavalieri.

Si riporta una tabella che riassume alcune delle proposte significative.



Tabella 6 - Sommario di Studi su Modelli a Singola Biella Equivalente.

<b>Autori</b>	<b>Anno</b>	<b>Numero di Elementi Diagonale per ogni direzione</b>	<b>Scopo del modello</b>
Holmes	1961	1	Modellazione del carico di rottura, della rigidità e della deformazione ultima del tamponamento
Stafford-Smith	1962	1	Modellazione della larghezza efficace del puntone equivalente (lineare)
Stafford-Smith & Carter	1969	1	Modellazione della rigidità, del carico di rottura, del carico di rottura per il materiale del tamponamento
Mainstone & Weeks	1970	1	Modellazione della rigidità e della resistenza del pannello
Mainstone	1971	1	Modellazione della rigidità e della resistenza del pannello
Klingner & Bertero	1976	1	Modellazione della risposta isteretica del pannello, così come della resistenza e della rigidità del pannello
Liau & Kwan	1984	1	Modellazione della rigidità e della resistenza del pannello
Zarnic & Tomazevic	1988	1	Modellazione della rigidità e della resistenza laterale del pannello
Saneinejad & Hobbs	1995	1	Modellazione della risposta non lineare in termini di forza-spostamento per il tamponamento fino al carico ultimo
Flanagan & Bennet	1999	1	Modellazione della rottura per schiacciamento dell'angolo, della resistenza e della rigidità del materiale del tamponamento
Dolsek & Fajfar	2008	1	Modellazione della risposta in termini di forza-spostamento del tamponamento da una risposta tri-lineare, compresa le caratteristiche post-picco
Hak & Morandi	2013	1	Modellazione della rigidità e della resistenza del pannello
Cavaliere et Al.	2014	1	Modellazione per studio comportamento isteretico del pannello

### 3.2.2 Modelli a Bielle Multiple

Negli ultimi decenni è emersa in maniera evidente la problematica relativa alla rappresentazione tramite un solo elemento equivalente del comportamento di una tamponatura: in sempre più studi si iniziarono ad introdurre più elementi per definire l'equivalenza. Nel 1985 *Thiruvengadam*<sup>12</sup> propose, ad esempio, di utilizzare un modello a più bielle per simulare l'effetto del pannello: definì quindi un telaio resistente a momento flettente, con un gran numero di bielle diagonali e verticali incernierate alle estremità. La prima assunzione fu che le condizioni all'interfaccia tra il telaio e il pannello siano ottimali e che la rigidità laterale del tamponamento sia modellata attraverso un set di bielle diagonali, disposte in entrambe le direzioni: esse devono esprimere la rigidità assiale e tagliante del pannello in muratura. In modo analogo il contributo verticale della rigidità è valutato tramite bielle disposte in verticale, mentre le deformazioni laterali dovute al modulo di Poisson sono trascurate. L'obiettivo dello studio era la valutazione realistica delle frequenze naturali e dei modi di vibrare, per valutare gli effetti delle non linearità. Grazie al gran numero di bielle, questo modello si prestava molto bene alla rappresentazione di tamponamenti provvisti di aperture e fu per questo incluso nella normativa FEMA-356.

In modo analogo, *Hamburger & Chakradeo*<sup>13</sup> definirono una configurazione a biella multipla per tenere in conto delle aperture, con una valutazione delle caratteristiche equivalenti piuttosto complessa. Riuscirono a dimostrare che tali bielle proteggevano il nodo trave-colonna dalla formazione di cerniere plastiche, che migravano dunque in mezzera della trave. Il vantaggio principale di tale modellazione è dunque, nonostante la maggiore complessità, la possibilità di rappresentare più accuratamente le azioni nel telaio. *Syrmakezis & Vratsanou* (1986) utilizzarono 5 bielle parallele per ciascuna direzione diagonale ed evidenziarono come le diverse lunghezze di contatto avessero effetti significativi sulla distribuzione dei momenti flettenti nelle membrature del telaio.

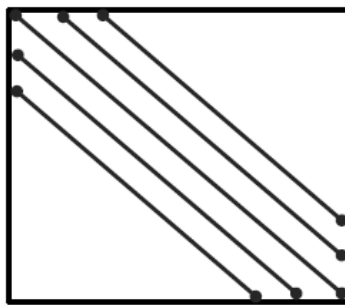


Figura 18 - Rappresentazione Schematica del Modello di Syrmakezis-Vratsanou.

<sup>12</sup> V. Thiruvengadam, "On the natural frequencies of infilled frames", *Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, vol. 13, pp. 401-419, 1985.

<sup>13</sup> R.O. Hamburger, A.S. Chakradeo, "Methodology for seismic capacity evaluation for steel-frame buildings with unreinforced masonry infills", 1993 National Earthquake Conference, 1993.

Nel 2002 *Chrysosomou*<sup>14</sup> provò ad ottenere la risposta del telaio tamponato sottoposto ad un carico sismico tenendo conto della riduzione di rigidità e resistenza dovuta al danneggiamento del tamponamento: propose di modellare ciascun pannello con 6 bielle diagonali (3 per ogni direzione) resistenti solamente a compressione e posizionate nelle zone critiche dell'intelaiatura. Tale posizionamento è caratterizzato da un parametro  $\alpha$ , che rappresenta una frazione della lunghezza o dell'altezza del pannello ed è associato alla localizzazione della cerniera plastica nella trave o nella colonna (i valori teorici di  $\alpha$  erano già stati suggeriti da *Liau & Kwan* precedentemente). Non essendo le aste resistenti a trazione, durante l'analisi non lineare solamente 3 di esse risultano attive e, non appena la tensione in esse si annulla, vengono sostituite da quelle opposte. Rispetto all'uso di una singola biella, il vantaggio di tale configurazione consiste nella possibilità di poter modellare anche l'interazione tamponatura-telaio e di tener conto delle riduzioni di resistenza e rigidità nel pannello, aspetto fondamentale per la determinazione del reale comportamento di un telaio tamponato soggetto a carico sismico.

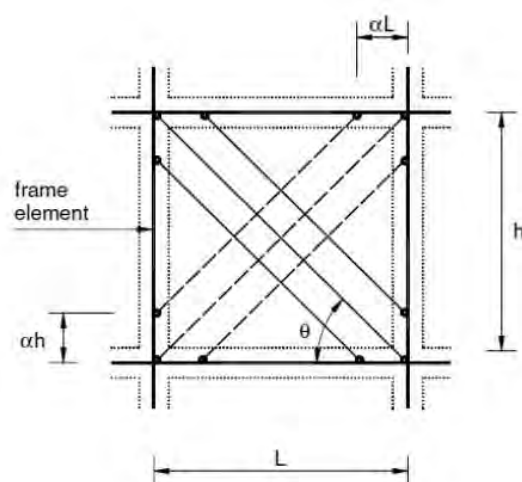


Figura 19 - Rappresentazione Schematica del Modello di Chrysosomou.

Nel 1995 *Saneinejad & Hobbs*<sup>15</sup> svilupparono un modello in cui il tamponamento era rimpiazzato da 2 bielle diagonali in muratura resistenti a compressione. Il metodo tiene conto di diversi parametri, quali il comportamento elastoplastico dei pannelli e la limitata duttilità, ma anche i rapporti geometrici, le tensioni taglianti all'interfaccia telaio-pannello e le relative resistenze di trave e colonna. Questo modello sarà anche analizzato successivamente da altri ricercatori che, sottoponendolo sia a carichi monotoni che a carichi ciclici, otterranno risultati positivi.

Nel 1997 *Crisafulli* analizzò diversi modelli a biella multipla (1-2-3 bielle equivalenti), confrontando in particolare la rigidità e le azioni indotte sul telaio circostante. Il

<sup>14</sup> C.Z. Chrysosomou, P.G. Asteris, "On the in-plane properties and capacities of infilled frames", *Eng. Struct.*, vol. 41, pp. 385-402, 2012.

<sup>15</sup> A. Saneinejad, B. Hobbs, "Inelastic Design of Infilled Frames", *J. Struct. Engrg.*, vol. 121, no. 4, pp. 634-650, 1995.

modello a biella singola rispetto agli altri sottostimava il momento flettente, essendo la forza orizzontale agente su un sistema incernierato (*truss*). Tale modello rappresenta dunque una soluzione ottimale per descrivere il comportamento globale della struttura, ma perde notevolmente in precisione rispetto al modello a 3 bielle; per questo motivo venne scelto come compromesso il modello a 2 bielle.

Più recentemente *Crisafulli & Carr* (2007) hanno proposto un nuovo macromodello, costituito da un elemento *plate* a 4 nodi connesso al telaio in corrispondenza dei nodi trave-colonna. Internamente il pannello tiene conto del comportamento a taglio e compressione attraverso 2 bielle parallele e una molla a taglio per ciascuna direzione, come mostrato nella Figura 20. Tale configurazione permette di considerare in modo adeguato la rigidità laterale e la resistenza del pannello in muratura, specialmente quando ci si aspetta una rottura a taglio lungo un giunto di malta oppure una rottura della diagonale compressa. Il modello risulta facile da applicare anche per l'analisi di grandi strutture a telaio con tamponamenti.

Proprio per la sua semplicità, il modello risulta insufficiente per descrivere certi comportamenti dell'insieme strutturale, ad esso non può fornire informazioni su taglio e momento flettente agenti sul telaio, poiché i collegamenti avvengono in corrispondenza dei nodi trave-colonna.

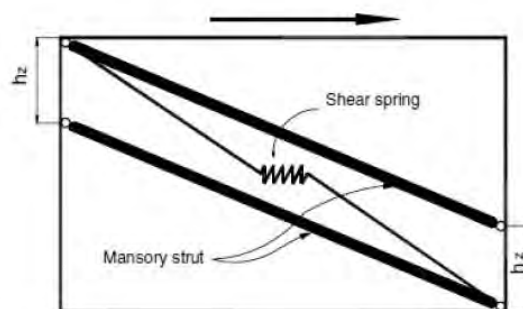


Figura 20 - Rappresentazione Schematica dei Modelli Crisafulli-Carr.

Si riporta una tabella che riassume alcune delle proposte significative.

Tabella 7 - Sommario di Studi su Modelli a Multiple Bielle Equivalenti.

<b>Autori</b>	<b>Anno</b>	<b>Numero di Elementi Diagonale per ogni direzione</b>	<b>Scopo del modello</b>
Thiruvengadam	1985	Multiple	Modellazione per definire realisticamente le frequenze naturali e i modi di vibrare, al fine di valutare gli effetti delle non linearità
Syrmakezis & Vratsanou	1986	5	Modellazione dell'effetto della lunghezza di contatto sulla distribuzione del momento flettente, della resistenza e della rigidità del pannello
Schmidt	1989	2	Modellazione dell'interazione telaio-pannello, della resistenza e della rigidità del pannello
Chrysostomou	1991	2	Modellazione dell'interazione telaio-pannello, della risposta isteretica del telaio con tamponamenti sotto carico sismico, considerando la rigidità e la resistenza
Hamburger & Chakradeo	1993	Multiple	Modellazione dell'interazione telaio-pannello, della resistenza e della rigidità del pannello, considerando anche l'eventuale presenza di aperture
Saneinejad & Hobbs	1995	2	Modellazione che considera il comportamento elastoplastico dei pannelli e la limitata duttilità, i rapporti geometrici, le tensioni taglianti all'interfaccia telaio-pannello e le relative resistenze di trave e colonna
Crisafulli	1997	2	Modellazione dell'interazione telaio-pannello, della resistenza alla compressione e al taglio del pannello
El-Dakhkhni	2003	3	Modellazione dell'interazione telaio-pannello e del meccanismo di rottura per schiacciamento dell'angolo

### 3.2.3 Modelli più Recenti

Nel 2012 *Haldar & Singh*<sup>16</sup> hanno studiato l'influenza della sequenza cronologica di costruzione dei tamponamenti sulla risposta complessiva del telaio tamponato: essendo i muri inseriti solo dopo la costruzione dell'intero telaio, rimane un certo spazio tra il pannello e la trave soprastante. Hanno perciò formulato un macro-modello analitico in grado di simulare il distacco tra pannello e telaio mediante un elemento "gap" non-lineare. I pannelli sono invece modellati a biella equivalente, con rigidità definita secondo formulazione ASCE-41 e considerando diversi modi di vibrare.

Nel 2013 *Adukadukam & Sengupta*<sup>17</sup> hanno proposto una relazione tra il carico assiale e la deformazione da assegnare alla biella equivalente. Il modello costitutivo è basato su dati sperimentali presenti nella letteratura e la relazione parabolica è idealizzata in modo tri-lineare, in modo da poter essere introdotta facilmente nei software di calcolo. La performance del modello è poi testata attraverso l'analisi push-over di due edifici a telaio, ottenendo una buona approssimazione degli scorrimenti inelastici del modello. Il metodo è raccomandato per edifici di grandi dimensioni, infatti per lo studio di singoli tamponamenti perderebbe notevolmente validità in termini di precisione.

*Caddemi et All.*<sup>18</sup> sono riusciti a modellare la complessa interazione tra telaio e tamponamento grazie all'utilizzo di elementi concentrati trave-colonna a plasticità, mentre il contributo del pannello è reso da un elemento finito piano.

*Yuen & Kuang*<sup>19</sup> hanno sviluppato, invece, una modellazione che pone al centro il problema del danneggiamento della muratura: si considera cioè l'interazione tra superfici a contatto per riprodurre la separazione della muratura in corrispondenza di una frattura. Il modello include diverse modalità di rottura, la propagazione delle crepe, il comportamento post-rottura e infine lo scorrimento e la separazione delle superfici di muratura a contatto. Per dimostrare l'ampia varietà di applicazioni di questo metodo, sono stati analizzati casi studio del comportamento di telai tamponati sottoposti a carichi combinati *in piano* e *fuori piano* e soggetti dell'azione sismica.

Nel 2014 *Caliò & Pantò*<sup>20</sup> hanno riprodotto l'interazione tra telaio e tamponamento in modo alternativo, riproducendo il telaio mediante elementi trave-colonna a plasticità concentrata, mentre i pannelli tramite macro-elementi piani. La validità dell'approccio è stata ottenuta mediante analisi non lineari di telai in c.a. tamponati, per i quali sono presenti numerosi risultati sperimentali in letteratura. L'elemento murario è caratterizzato da un quadrilatero a bordi rigidi, con quattro cerniere ai vertici e due

---

<sup>16</sup> P. Haldar, Y. Singh, "Modeling of URM infills and their effect on seismic behavior of RC frame buildings", *Open Constr. Build. Technol. J.*, vol.6, no. SPEC. ISS. 1, p.35, 2012.

<sup>17</sup> A. Adukadukam, A.K. Sengupta, "Equivalent Strut Method for the Modelling of Masonry Infill Walls in the Nonlinear Static Analysis of Buildings", *J. Inst. Eng. India Ser. A*, vol. 94, no. 2, pp. 99-108, 2013.

<sup>18</sup> S. Caddemi, I. Caliò, F. Cannizzaro, B. Pantò, "A new computational strategy for the seismic assessment of infilled frame structures", *Civ.-Comp Proc.*, vol. 102, 2013.

<sup>19</sup> Y. P. Yuen, J. S. Kuang, "Simulations of masonry-infilled reinforced concrete frame failure", *Proc. ICE - Eng. Comput. Mech.*, vol. 166, no. 4, pp. 179-193, 2013.

<sup>20</sup> I. Caliò, B. Pantò, "A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures", *Comput. Struct.*, vol. 143, pp. 91-107, 2014.

molle non lineari sulle diagonali. Ogni lato del quadrilatero può interagire con gli altri elementi per mezzo di una distribuzione di molle non lineari; infatti ogni interfaccia è costituita da molle perpendicolari al lato e da una molla aggiuntiva longitudinale, parallela al lato stesso. A prescindere dalla sua semplicità, uno schema meccanico di questo tipo è capace di simulare le principali rotture *nel piano* di una qualsiasi porzione di muratura soggetta a un carico verticale e sollecitata nel proprio piano.

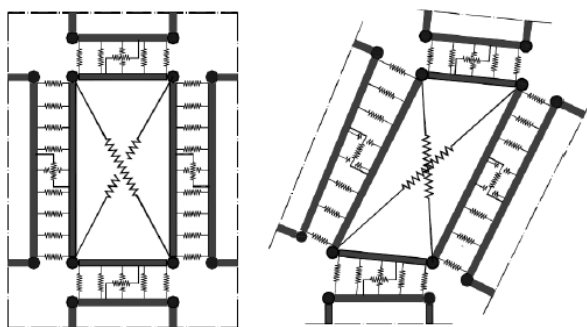


Figura 21 - Macro-modellazione della Tamponatura secondo Calvi-Pantò.

### 3.3 Interazione tra In Piano e Fuori Piano

Uno degli aspetti fondamentali da analizzare riguardante l'influenza del telaio sulla tamponatura stessa riguarda il fatto che, durante un terremoto, i muri di tamponamento siano soggetti contemporaneamente ad azioni *fuori piano* (*out of plane / OOP*) e ad azioni *nel piano* (*in plane / IP*), causate dallo spostamento del telaio. A causa della limitata resistenza a taglio della muratura, il danneggiamento procurato in quest'ultima modalità produce anche una riduzione della resistenza ultima *fuori piano*.

Secondo quanto osservato in un recente articolo da *Mohyeddin*<sup>21</sup>, l'interazione tra il carico *nel piano* e quello *fuori piano* è sempre stata trascurata negli studi iniziali.

*Calvi et Al.*<sup>22</sup> nel 2004 furono tra i primi ad affrontare l'argomento: la loro ricerca si basa sulla consapevolezza che un pannello di tamponamento sviluppi una certa resistenza *fuori piano* per la formazione di un meccanismo ad arco, a seconda della snellezza del pannello. A dar valore a questa loro affermazione, vi sono i riferimenti agli studi di *Flanagan & Bennett* (1999) e di *Angel & Abrams*<sup>23</sup>. I primi avevano studiato l'influenza del danneggiamento *nel piano* sulla capacità *fuori piano*, giungendo a concludere che tale interazione non dipendesse dal carico ultimo resistente ma dal rapporto di snellezza della muratura. I secondi invece avevano dimostrato sperimentalmente come, per alti

<sup>21</sup> A. Mohyeddin, H.M. Goldsworthy, E.F. Gad, "FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading", *Eng. Struct.*, vol. 51, pp. 73–87, 2013.

<sup>22</sup> G.M. Calvi, D. Bolognini, A. Penna, "Seismic performance of masonry-infilled RC frames: benefits of slight reinforcements", vol. 6o Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.

<sup>23</sup> R. Angel, D. Abrams, "Behaviour of reinforced concrete frames with masonry infills", *Civ. Eng. Stud.*, vol. Structural Research series, no. 589, 1994.

rapporti di snellezza, la riduzione della resistenza *fuori piano* a causa del danneggiamento *nel piano* potesse essere stimabile attorno al 50%.

Recentemente, Najafgholipour, Maheri & Lourenço<sup>24</sup> hanno pubblicato un articolo che discuteva nuovamente sul problema dell'interazione del tamponamento nei casi *in piano* e *fuori piano*, presentando una serie di test sperimentali su muretti, sottoposti a diversi livelli di azione simultanea IP-OOP. I risultati indicano una notevole correlazione tra la resistenza tagliante *nel piano* e quella flettente *fuori piano* e sono stati utili per la calibrazione dei modelli numerici successivamente utilizzati. Ciò ha permesso di svolgere un'indagine numerica su tre tamponature a grandezza naturale, con caratteristiche di altezza-spessore differenti, potendo quindi osservare l'influenza della geometria stessa sul grado di interazione. Hanno dunque formulato una relazione tra queste due caratteristiche (adimensionalizzate rispetto al valore massimo) attraverso una curva di involuppo cautelativa:

$$\left(\frac{P_{il}}{P_{ic}}\right)^{1,8} + \left(\frac{P_{ol}}{P_{oc}}\right)^{1,05} = 1$$

Dove  $P_{il}$  e  $P_{ol}$  sono rispettivamente il carico *in piano* (IP load) e *fuori piano* (OOP load), mentre  $P_{ic}$  e  $P_{oc}$  sono le resistenze massime *nel piano* (IP capacity) e *fuori piano* (OOP capacity). I risultati grafici per le varie prove sono di seguito riportati:

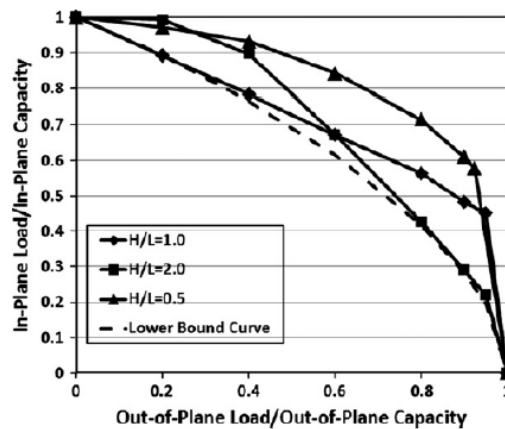


Figura 22 - Curva di Interazione IP-OOP Normalizzata.

Diversi studi sono stati avviati allo scopo di sviluppare nuovi e validi modelli analitici, in grado di rappresentare il comportamento *fuori piano* dei tamponamenti in muratura. Tali modelli, data la scarsa resistenza a trazione del materiale, specialmente se soggetto a danneggiamento *nel piano*, sono basati sullo sviluppo di un meccanismo ad arco (o biella compressa) per il calcolo della resistenza *fuori piano*: in questi casi il contributo della resistenza flessionale risulta essere minimo.

<sup>24</sup> M.A. Najafgholipour, M.R. Maheri, P.B. Lourenço, "Capacity interaction in brick masonry under simultaneous in-plane and out-of-plane loads", *Constr. Build. Mater.*, vol. 38, pp. 619–626, 2013.



Ad esempio *Angel & Abrams* hanno approfondito il metodo della biella compressa per le tamponature in muratura confinate da telai in c.a.. Nei loro studi si osserva come, dopo la prima rottura, il muro risulti diviso in due parti che possono ruotare rigidamente attorno al punto di appoggio. La rotazione induce quindi forze assiali di reazione, permettendo quindi, tramite un bilancio delle componenti orizzontali di queste forze, di calcolare la resistenza *fuori piano* del pannello (tale approccio presuppone che il telaio circostante si comporti come infinitamente rigido).

*Tumialam et Al.*<sup>25</sup> hanno sviluppato un altro modello sempre basato sul meccanismo del puntone compresso, applicabile sia a murature semplici che a murature fibro-rinforzate. In entrambi i casi, infatti, si assume che le tensioni nella zona compressa abbiano una distribuzione triangolare, finché non sia raggiunta la resistenza ultima della muratura. Anche in questo caso si assume che il telaio sia infinitamente rigido e funga da supporto fisso al pannello, specie per le azioni *nel piano*. Proprio questa ultima assunzione porta con sé il “problema” di tale modello: si vanno infatti a sovrastimare sia le forze di reazione offerte dalla trave, sia la reale resistenza *fuori piano*.

*Varela-Rivera et Al.*<sup>26</sup> hanno quindi provato a superare il problema sviluppando un modello che permetta la deformazione verticale degli elementi di confinamento; tale deformazione risulta proporzionale alla rigidità degli elementi ed è introdotta nel modello grazie a dei vincoli elastico-lineari *nel piano*.

*Verlato, Guidi & Da Porto*<sup>27</sup> hanno condotto studi sperimentali su pannelli murari con blocchi in laterizio per strutture a telaio, con particolare attenzione a murature di tipo spesso e debolmente o non armate. Le analisi hanno permesso di osservare la creazione del meccanismo resistente ad arco attraverso la formazione di due bielle compresse, a discapito del meccanismo resistente flessionale. Sia durante i test *nel piano* che *fuori piano* è stato possibile osservare una considerevole deformazione della trave di confinamento superiore, che risulta infatti spinta verso l’alto dal puntone di muratura compresso. Un grande punto di forza quindi di tale modello è quello di poter tener conto della deformazione della trave in senso verticale in relazione alla sua rigidità flessionale, che può essere calcolata dalle caratteristiche geometriche della sezione e dalle proprietà meccaniche dei materiali. Al fine di un’analisi completa, devono essere inoltre considerati il rapporto tra la lunghezza del pannello e quella della campata e la posizione del tamponamento all’interno del telaio: infatti un pannello posto tra colonne può raggiungere la resistenza di confinamento massima, mentre il contrario avviene per una muratura posta a metà della campata. La reazione di confinamento media prodotta dal telaio è calcolata assumendo che la distribuzione delle tensioni nel tamponamento sia uniforme nella sua lunghezza; perciò il pannello murario è rappresentato idealmente come una porzione di muratura di profondità unitaria, posizionata tra supporti elastico-

---

<sup>25</sup> J.G. Tumialam, N. Galati, A. Nanni, “*Field assessment of URM walls strengthened with FRP laminates*”, vol. Journal of Structural Engineering, no. 129, pp. 1047–1056, 2003.

<sup>26</sup> J. Varela-Rivera, J. Moreno-Herrera, I. Lopez-Gutierrez, L. Fernandez-Baqueiro, “*Out-of-Plane Strength of Confined Masonry Walls*”, *J. Struct. Eng.*, vol. 138, no. 11, pp. 1331–1341, 2012.

<sup>27</sup> N. Verlato, G. Guidi, F. Da Porto, “*Experimental testing and numerical modelling of infill masonry walls subjected to in-plane damage*”, *9th Int. Mason. Conf. 2014 Guimarães*.

lineari. Si assume inoltre che il carico sia applicato a un-terzo dell'altezza, coerentemente con i test sperimentali.

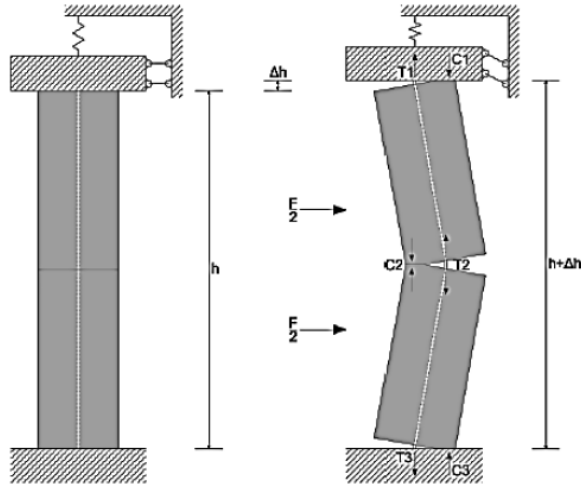


Figura 23 - Schema Statico di una Striscia di Muratura in Condizioni Iniziali (a sinistra) e Soggetta a Carico Fuori-Piano (a destra).

Sulle basi della campagna sperimentale, è stato inoltre calibrato un modello analitico in grado di riprodurre il comportamento *fuori piano* di murature spesse, rinforzate e non. Esso suppone sempre la formazione del meccanismo ad arco, legato allo spessore del tamponamento, e tiene conto della rigidità della trave superiore del telaio in c.a.. Per considerare il danneggiamento *nel piano*, è stato introdotto un criterio di riduzione della resistenza *fuori piano*, variando sia il modulo elastico che la resistenza a compressione della muratura. Per validare il modello analitico e verificarne l'accuratezza, le curve forza-spostamento ottenute sono state comparate a quelle sperimentali. Sono stati inoltre studiati i parametri di maggior interesse per la risposta *fuori piano* attraverso analisi parametriche: rigidità della trave, snellezza del muro, armatura verticale nella muratura.

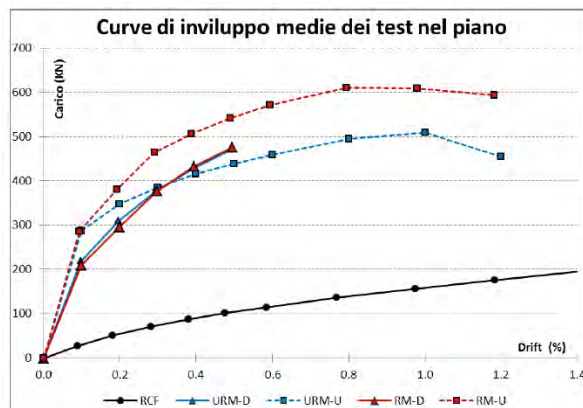


Figura 24 - Curve di Involuppo Medie dei Test Nel Piano (pareti spesse e sottili).

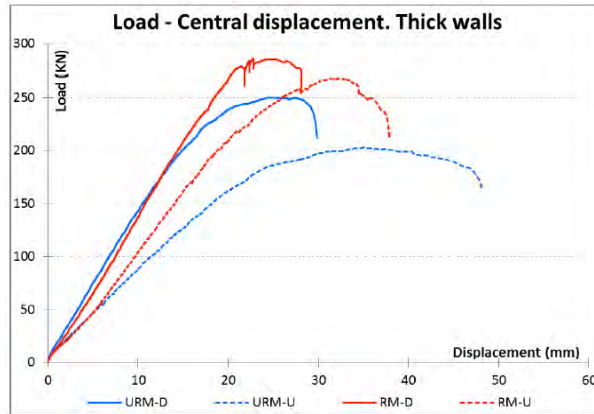


Figura 25 - Test Fuori Piano. Carico/Spostamento Centrale delle Pareti Spesse.

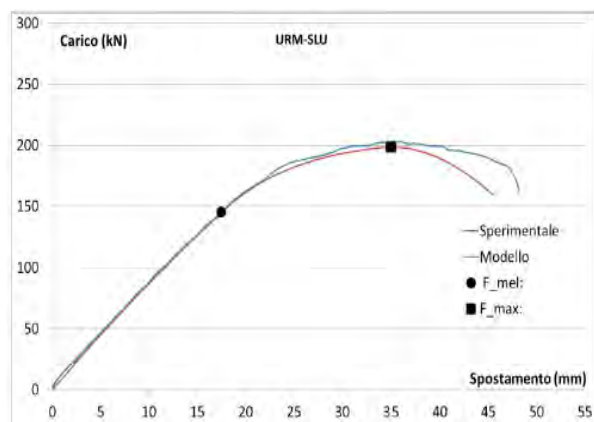


Figura 26 - Confronto del Modello con Risultati Sperimentali per Muratura Semplice

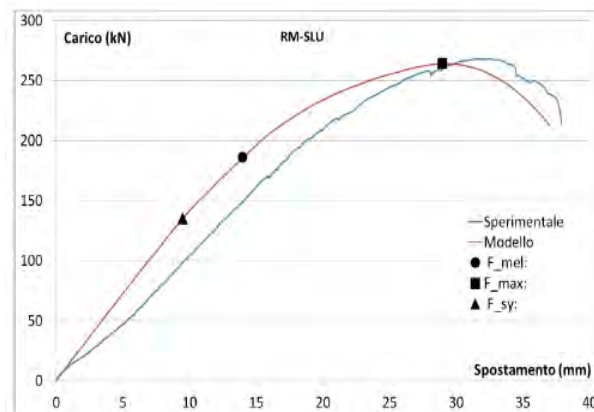


Figura 27 - Confronto del Modello con Risultati Sperimentali per Muratura Armata

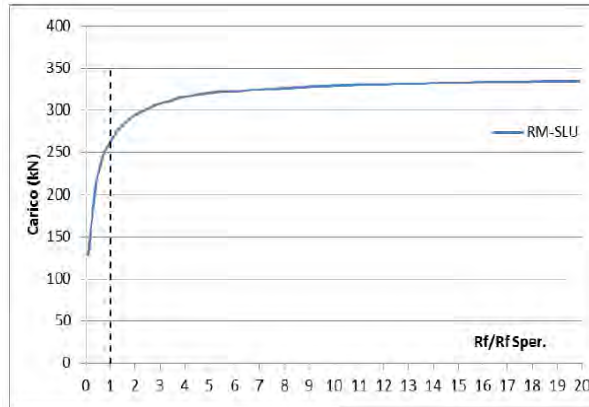


Figura 28 - Variazione del Carico Massimo Fuori Piano in Funzione della Rigidezza della Trave Superiore.

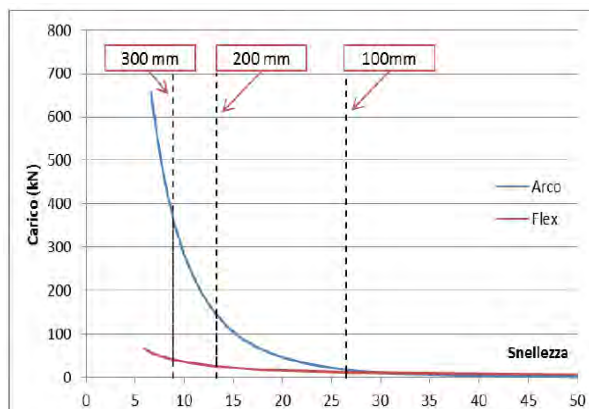


Figura 29 - Variazione del Carico Massimo Fuori Piano in Funzione della Snellezza della Parete di Tamponamento; modello (blu) e calcolo a flessione (rosso).

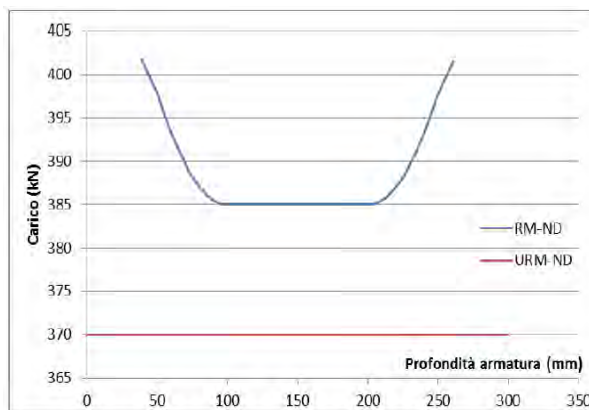


Figura 30 - Variazione del Carico Massimo Fuori Piano in Funzione della Profondità di Applicazione dell'Armatura, Muratura Non Danneggiata.

Tale modello, come precedentemente sottolineato, prevede unicamente lo sviluppo di un meccanismo resistente ad arco: questo meccanismo può svilupparsi all'interno di tamponature di notevole spessore, mentre nelle tamponature sottili (< 100 mm) il meccanismo prevalente è quello flessionale.

Mosalam & Gunay<sup>28</sup> hanno proposto un modello analitico per considerare l'interazione IP/OOP dei tamponamenti, in cui ogni muro è rappresentato da un'unica diagonale, composta da due elementi trave-colonna connessi ad un nodo centrale con massa concentrata in direzione fuori-piano. La sezione degli elementi è realizzata collocando opportunamente un insieme di fibre, in modo da creare un momento resistente OOP e una resistenza assiale IP: la posizione e il legame costitutivo non lineare delle fibre sono tali da soddisfare il dominio di interazione tra resistenze IP e OOP.

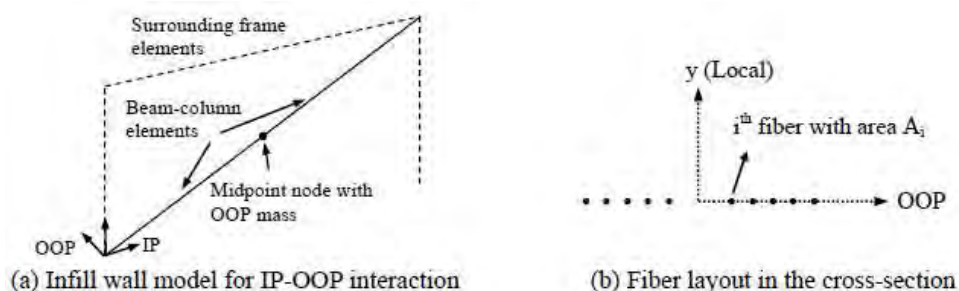


Figura 31 - Schema Interazione IP/OOP dei Tamponamenti di Mosalam.

A partire da osservazioni sperimentali su una pedana vibrante, Hashemi & Mosalam<sup>29 30</sup> hanno utilizzato un modello FEM per un telaio in c.a. con tamponamenti in muratura non armata, al fine di determinare computazionalmente l'interazione tra le capacità *nel piano* e *fuori piano*. La curva IP-OOP è ottenuta rappresentando le forze di picco *nel piano* in funzione delle forze *fuori piano*. Un'equazione di terzo grado non sembra adatta a rappresentare tutti i punti della curva, per cui è stata introdotta una relazione con esponenti alla 3/2. La relazione ottenuta è considerata come una curva di interazione più che una curva di rottura, dal momento che le forze indicate sono quelle di picco. La curva è tradotta in una relazione tra spostamenti IP-OOP e funge da dominio di esistenza: non appena la coppia di spostamenti raggiunge il limite imposto, il tamponamento viene rimosso dal modello. La risposta in fase snervata (dopo aver raggiunto il limite del dominio di interazione) può essere regolata attraverso la relazione tensione-deformazione di ciascuna fibra. Dal momento che nel modello è considerata una sola diagonale, ciascuna fibra presenta un comportamento simmetrico a trazione e compressione, perciò è caratterizzata da una medesima resistenza ultima a trazione e compressione.

<sup>28</sup> K. M. Mosalam, S. Günay, "Progressive Collapse Analysis of RC Frames with URM Infill Walls Considering In-Plane/Out-of-Plane Interaction", *Earthq. Spectra*, 2014.

<sup>29</sup> A. Hashemi, K.M. Mosalam, "Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35, no. 14, pp. 1827-1852, 2006.

<sup>30</sup> A. Hashemi, K.M. Mosalam, "Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Including Effects of Masonry Infill Walls", *Pac. Earthq. Eng. Res. Cent.*

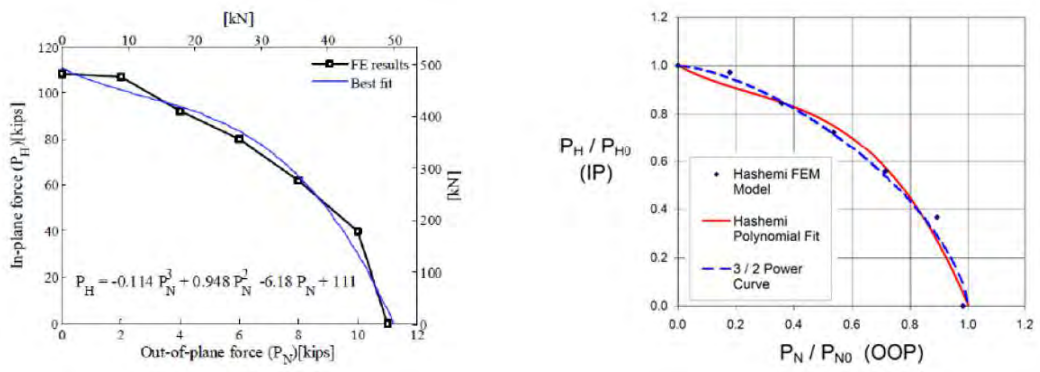


Figura 32 - Sviluppo Sperimentale e Analitico della Curva di Interazione IP/OOP (1kip  $\approx$  4,45 kN).

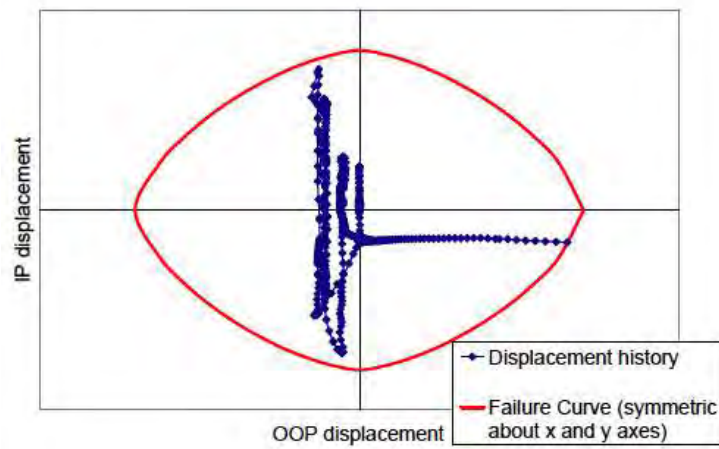


Figura 33 - Esempio del Criterio di Rimozione del Pannello per l'Interazione IP/OOP

### 3.4 Crisi per Taglio delle Colonne per l'Interazione Telaio-Tamponamento

Nonostante quanto osservato nei recenti terremoti, l'inaspettato danneggiamento a taglio delle colonne a causa delle forze trasferite dal pannello di muratura non ha ricevuto la sufficiente attenzione negli studi riportati nella letteratura, tranne che per alcuni casi. Ad esempio, *Mosalam*<sup>31</sup> (1996), *Stavridis & Shing*<sup>32</sup> (2010) e *Koutromanos et Al.*<sup>33</sup> (2011) hanno provato a considerare questo effetto in delle analisi agli elementi finiti, utilizzando degli elementi di interfaccia. Vari modelli a bielle multiple, come quelli presentati da *Crisafulli*<sup>34</sup> (1997), da *El-Dakhkhni et Al.* (2003) e da *Mohebkah et Al.*<sup>35</sup> (2007), automaticamente tengono conto del trasferimento delle forze da un tamponamento non rinforzato al telaio che contiene tale pannello. Tuttavia, questi studi non considerano alcuna modellazione esplicita della resistenza a taglio del telaio; inoltre, la distribuzione della resistenza e della rigidezza tra le bielle multiple introduce delle complessità aggiuntive alla modellazione dell'interazione telaio-pannello.

*Mosalam & Günay* (2014) hanno cercato di proporre un approccio pratico per considerare l'effetto della trasmissione delle forze senza aggiungere altre complessità nella modellazione: hanno quindi proposto l'introduzione di molle non lineari a taglio nelle estremità delle colonne dove la biella equivalente si unisce alle colonne.

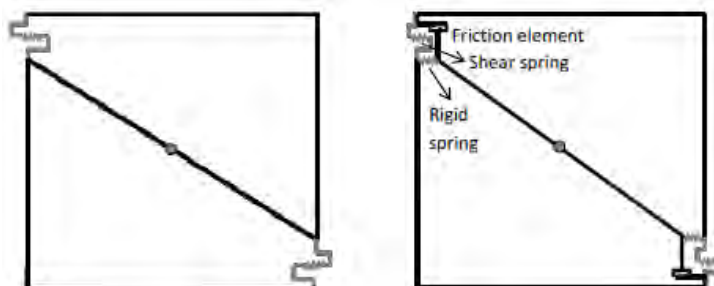


Figura 34 - Modellazione del Danneggiamento a Taglio delle Colonne per Muri di Tamponamento.

Tramite questa modellazione, si può tenere conto delle forze orizzontali trasferite dal pannello alle colonne e del conseguente danneggiamento a taglio delle colonne.

In aggiunta alla rappresentazione realistica delle forze di taglio aggiuntive, risulta fondamentale determinare il preciso comportamento a taglio della colonna. A tale

<sup>31</sup> K.M. Mosalam, "Modeling of the nonlinear seismic behavior of gravity load designed frames", *Earthquake Spectra*, vol. 12, no. 3, pp. 479-492, 1996.

<sup>32</sup> A. Stavridis, P.B. Shing, "Finite-Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames", *Journal of Structural Engineering*, vol. 136, no. 3, pp. 285-296, 2010.

<sup>33</sup> I. Koutromanos, A. Stavridis, P.B. Shing, K. Willam, "Numerical Modeling of masonry infilled RC frames subjected to seismic loads", *Computers and Structures*, vol. 89, no. 11-12, pp. 1026-1037, 2011.

<sup>34</sup> F.J. Crisafulli, "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills", *PhD Dissertation*, University of Canterbury, New Zealand, 1997.

<sup>35</sup> A. Mohebkah, A.A. Tasnimi, H.A. Moghadam, "A modified three-strut (MTS) model for masonry-infilled steel frames with openings", *JSEE Spring and Summer*, vol. 9, no. 1-2, pp. 39-48, 2007.

scopo e sulla base della vulnerabilità attesa della colonna soggetta a taglio, oltre che della raffinatezza desiderata della modellazione, sono state definite 3 opzioni che possono essere adottate:

- L'utilizzo di molle a taglio con una relazione forza-spostamento non lineare;
- L'uso di molle a taglio ed assiale accoppiate (*Elwood & Moehle*<sup>36</sup>);
- L'uso di una molla a taglio che consideri il cambio della resistenza a taglio come una funzione della forza assiale.

*Celerec & Dolsec*<sup>37</sup> hanno stabilito che solamente una porzione della componente laterale della forza della biella equivalente è trasmessa alla colonna, la restante è invece trasferita sotto forma di forza di attrito alla trave. Essi indicano che il rapporto della forza trasferita alla colonna rispetto alla componente totale laterale della forza del puntone diagonale possa essere inferiore a 0,5 sulla base di risultati analitici. In questo caso, il modello rappresentato nella Figura 34(a) potrebbe essere caratterizzato da una sovrastima della forza di taglio della colonna. Tale modello potrebbe però essere ottimizzato grazie all'aggiunta di una molla rigida per la compatibilità e un elemento di attrito per la trasmissione diretta della forza alla trave, come illustrato nella Figura 34(b). Sempre *Celerec & Dolsec* hanno calcolato la domanda totale a taglio in una colonna ( $V_{D,t}$ ) come la somma della forza di taglio nella colonna risultante dalle analisi ( $V_{D,a}$ ) e una forza di taglio addizionale, che è indotta dal tamponamento in muratura ( $V_{D,i}$ ):

$$V_{D,t} = V_{D,a} + V_{D,i}$$

$$V_{D,i} = \gamma_{ci} N_s \cos\theta$$

Dove  $N_s$  è la forza assiale nella biella equivalente e  $\theta$  è l'inclinazione della diagonale rispetto all'asse orizzontale. Il collasso a taglio della colonna occorre se la domanda di taglio eccede la capacità a taglio ( $V_{D,t} \geq V_C$ ). Il parametro  $\gamma_{ci}$  definisce la percentuale della forza che viene trasferita dal pannello alla colonna: questo parametro dipende dalla geometria, dal modulo elastico e tagliante del telaio e del pannello, come il livello di deformazione indotto nella struttura. Ad esempio, *Verderame et Al.*<sup>38</sup>, utilizzando un modello multiplo a 3 bielle, suggerì che il 50% della rigidezza e resistenza totale del pannello siano sopperite dalla compressione della biella centrale, mentre le percentuali restanti debbano essere distribuite nelle altre due bielle. Questo significa che la forza di taglio addizionale indotta nelle colonne sia pari a circa il 25% della proiezione

<sup>36</sup> K.J. Elwood, J.P. Moehle, "Shake Table Test and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames", Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER, Report No. PEER 2003/01, Berkeley, CA, 2003.

<sup>37</sup> D. Celerec, M. Dolsec, "Practice-oriented probabilistic seismic performance assessment of infilled frames with consideration of shear failure of columns", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42, pp. 1339-1360, 2013.

<sup>38</sup> GM. Verderame, F. De Luca, P. Ricci, G. Manfredi, "Preliminary analysis of a soft-story mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 40, no. 8, pp. 925-944, 2011.



orizzontale della somma delle forze di tutte le tre bielle compresse. *Combesure*<sup>39</sup>, da delle analisi definite su un modello FEM più raffinato, trovò che la massima forza addizionale di taglio nella colonna è pari a circa il 64% della forza di taglio nel pannello in muratura.

Anche *Mohammad et A.*<sup>40</sup> hanno studiato le conseguenze della presenza di colonne poco resistenti a taglio in edifici a telaio tamponati, aggregando il comportamento non lineare a taglio a livello di elemento, tramite analisi pushover e dinamiche non lineari (IDA). La rottura locale a taglio delle colonne è simulata mediante una legge non lineare forza-spostamento assegnata a livello di sezione assieme ad una formulazione classica non lineare della sezione a fibre per gli effetti assiali e flessionali. Queste analisi si concentrano su strutture progettate seguendo le norme italiane antecedenti agli anni '70, che in genere presentano una serie di criticità legate al progetto per sole azioni verticali. Sono stati analizzate diverse configurazioni :

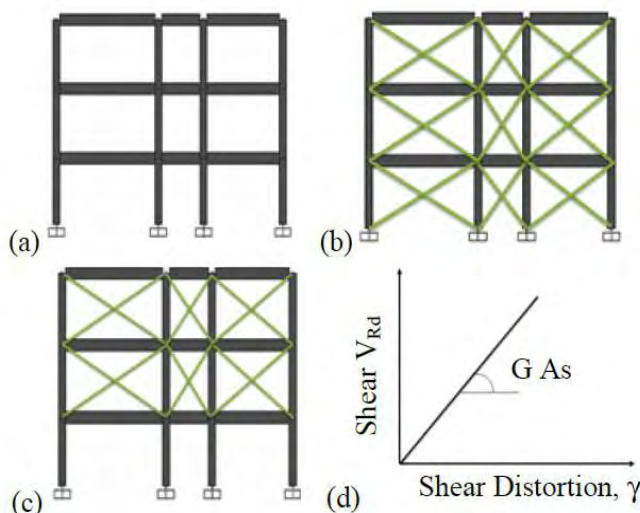


Figura 35 - Schema delle Tamponature a Biella Concentrica con Comportamento a Taglio Elastico nelle Colonne. (a) Telaio Nudo BF, (b) Telaio Uniformemente Tamponato, (c) Telaio Parzialmente Tamponato, (d) Sezione con Legge a Taglio Elastica.

<sup>39</sup> D. Combesure, "Some contributions of physical and numerical modelling to the assessment of existing masonry infilled RC frames under extreme loading", *Proceedings of First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 2006.

<sup>40</sup> A.F. Mohammad, M. Faggella, R. Gigliotti, E. Spacone, "Influence of bond-slip effect and shear deficient column in the seismic assessment of infilled frame RC structures", *Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2014*.

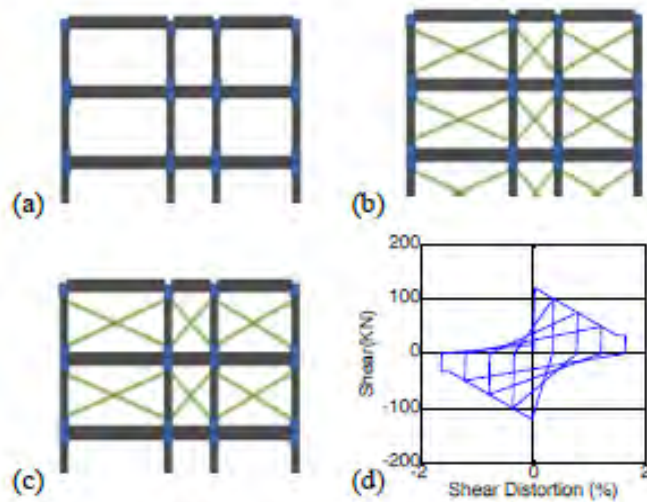


Figura 36 - Schema delle Tamponature a Biella Eccentrica con Colonna Tozza a Comportamento a Taglio Inelastico. (a) Telaio Nudo BF, (b) Telaio Uniformemente Tamponato, (c) Telaio Parzialmente Tamponato, (d) Legge a Taglio Inelastica nelle Colonne Tozze.

Al fine di verificare gli effetti della resistenza a taglio nelle colonne, i telai piani (mostrati nelle precedenti figure) sono stati studiati in due diverse configurazioni, una con comportamento a taglio elastico lineare e l'altro con comportamento inelastico. I risultati delle analisi statiche non lineari sono presentati nelle seguenti figure, osservando che nelle configurazioni telaio nudo e parzialmente tamponato, la considerazione del taglio inelastico nelle colonne non influenza la risposta prima del raggiungimento della massima resistenza.

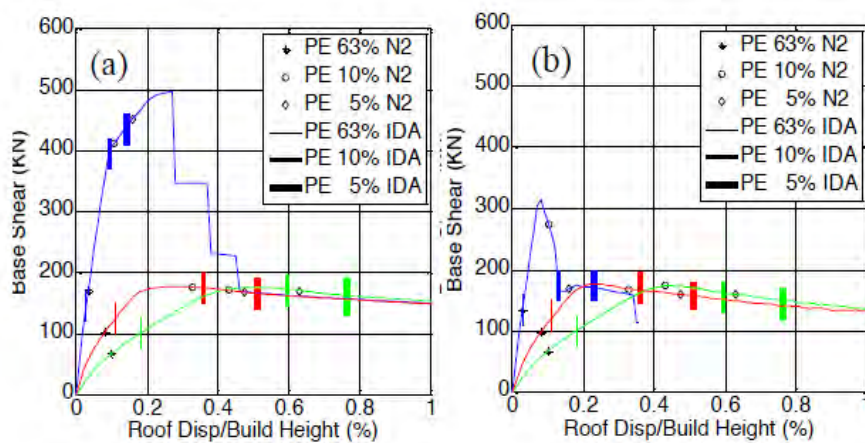


Figura 37 - Curve di Pushover e Risposta Incrementale Dinamica IDA (Telaio Nudo - linea verde, Telaio Parzialmente Tamponato - linea rossa, Telaio Uniformemente Tamponato - linea blu). (a) Risposta Telai a Legge a Taglio Elastica Lineare, (b) Risposta Telai a Legge a Taglio Inelastica.

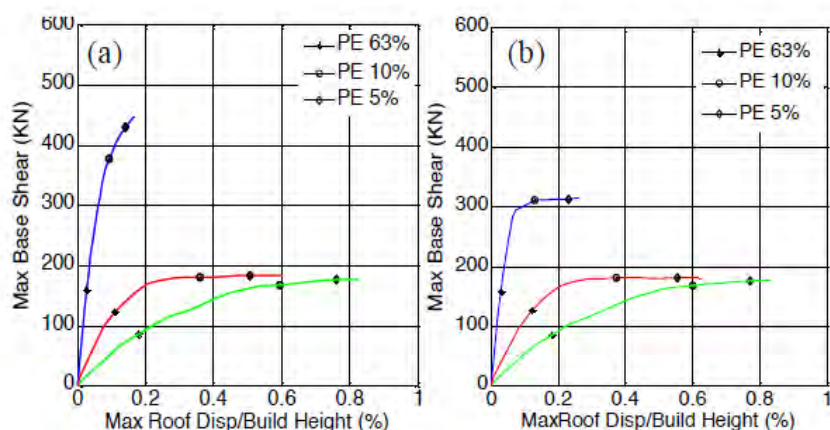


Figura 38 - Curve di Capacità Derivanti da Analisi IDA. (a) Risposta Telai con Colonne con Comportamento a Taglio Elastico Lineare, (b) Risposta Telai con Colonne a Comportamento a Taglio Inelastico.

I risultati numerici ottenuti con analisi statiche di pushover e dinamiche IDA, mostrano l'importanza della rottura a taglio nelle colonne per la valutazione sismica delle strutture esistenti. Si osserva che la rottura a taglio delle colonne precedente alla rottura delle tamponature riduce la resistenza complessiva nei telai uniformemente tamponati. Nelle altre configurazioni, a telaio nudo e parzialmente tamponato, non si riscontra influenza di questo effetto non lineare, e la modalità di collasso predominante è quella a flessione.

Uno studio analogo è stato condotto da Jeon et Al.<sup>41</sup>: hanno studiato la fragilità sismica di telai in c.a. debolmente rinforzati (solo per carichi gravitazionali) con pannelli in muratura. Nello studio, per la modellazione del tamponamento, è stato ripreso il modello a 3 bielle implementato da Chrysostomou et Al..

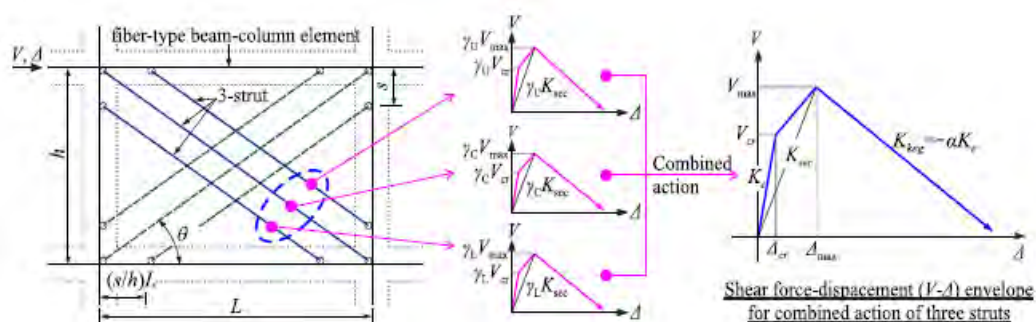


Figura 39 - Modello a 3 Bielle Equivalenti per Telaio con Pannello di Tamponamento in Muratura.

La proporzione delle resistenze assegnate alle due bielle esterne e la relativa collocazione rispetto ai nodi con la trave e le colonne, sono state determinate sulla base

<sup>41</sup> J.S. Jeon, J.H. Park, R. Desroches, "Seismic fragility of lightly reinforced concrete frames with masonry infills", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2015.



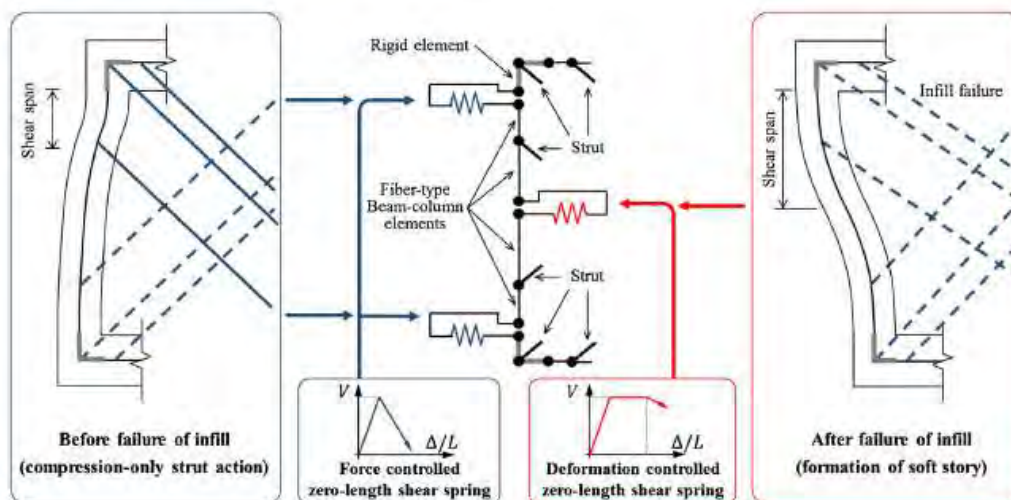


Figura 41 - Modello a 3 Molle per il Fallimento a Taglio della Colonna.

### 3.5 Sperimentazione Fuori Piano

Alcune delle sperimentazioni più recenti sul comportamento *fuori piano* dei tamponamenti in muratura fanno riferimento a *Da Porto* e altri professori dell'Università degli Studi di Padova. Una prima pubblicazione del 2010<sup>45</sup> presenta i risultati ottenuti da test sperimentali su muri alti, con lo scopo di confermare l'efficacia dei sistemi costruttivi proposti e di ricavarne una caratterizzazione meccanica completa per la modellazione e la progettazione. Un anno dopo<sup>46</sup> l'argomento della pubblicazione verte sul comportamento *fuori piano* di muri alti in muratura armata in regime di grandi spostamenti e sotto l'influenza di carichi verticali. A tale scopo è stato messo a punto un opportuno set sperimentale per testare due diversi sistemi di muratura armata, al fine di carpire informazioni sul loro comportamento strutturale e calibrare le relazioni momento-curvatura da implementare nella modellazione numerica.

<sup>45</sup> F. Da Porto, F. Mosele, C. Modena, "Experimental testing of tall reinforced masonry walls under out-of-plane actions", *Constr. Build. Mater.*, vol. 24, no. 12, pp. 2559–2571, 2010.

<sup>46</sup> F. Da Porto, F. Mosele, C. Modena, "Cyclic out-of-plane behaviour of tall reinforced masonry walls under P-Δ effects", *Eng. Struct.*, no. 2, pp. 287–297, 2011.

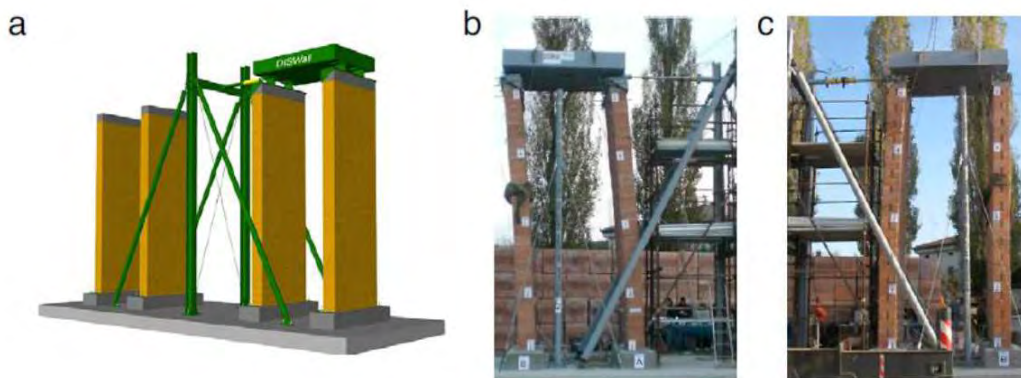


Figura 42 - Schematizzazione del Test Fuori-Piano (a) e Vista delle Due Pareti al Termine della Prova (b e c).

L'ultima pubblicazione invece<sup>47</sup> presenta i risultati di una campagna di esperimenti su tamponamenti in muratura all'interno di edifici a telaio. I test sono stati eseguiti su mono-telai in scala reale, imponendo spostamenti ciclici *nel piano* sulla trave in sommità, fino al raggiungimento del drift prefissato. I provini sono successivamente caricati *fuori piano*, secondo una procedura già adottata in letteratura.

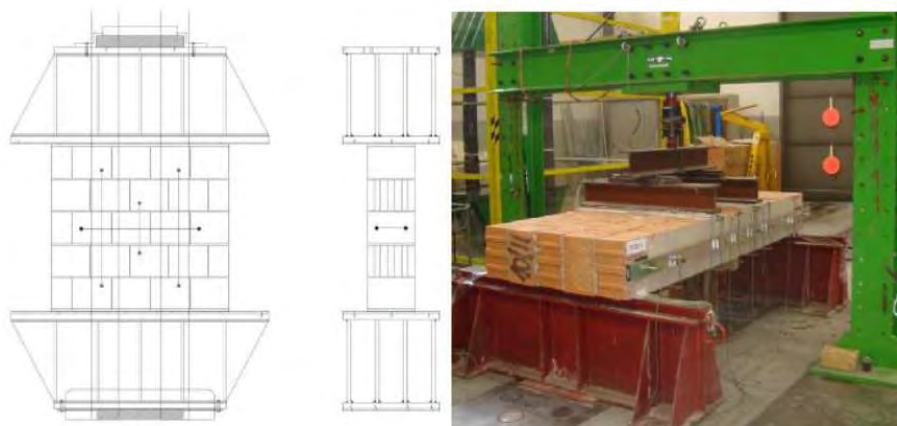


Figura 43 - Schema di Sperimentazione Fuori-Piano

Le sperimentazioni sul comportamento *fuori piano* sono state eseguite anche da altri autori. Nel 1999 *Flanagan & Bennett* hanno messo a punto diverse prove bidirezionali:

- test a carico laterale uniforme in-piano e fuori-piano (anche con combinazione dei due);
- test di drift fuori-piano, test ciclici e test sismici su pedana vibrante.

Essi hanno evidenziato come l'interazione tra le due componenti, IP e OOP, non sia molto significativa, specie per bassi livelli di carico. L'effetto principale dei test ciclici è la perdita di rigidezza dovuta alla rottura della diagonale compressa; tuttavia il pannello

<sup>47</sup> F. Da Porto, G. Guidi, M. Dalla Benetta, N. Verlato, "Combined in-plane/out-of-plane experimental behaviour of reinforced and strengthened infill masonry wall", 2013.

rimane stabile sotto carico combinato *in piano* e *fuori piano*, anche dopo un notevole danneggiamento.

Nel 2003 *Lam et Al.*<sup>48</sup> hanno messo a punto un programma semplice e efficace per verificare la performance *fuori piano* di murature non armate soggette ad azioni sismiche. Nel modello sono quindi già incorporati i parametri chiave per facilitarne la calibrazione, con relazioni forza-spostamento trilineari e relazioni di *damping* non lineari. Infine il modello è stato verificato comparando i risultati sperimentali condotti su pedana vibrante.

Anche *Mohammadi*<sup>49</sup> ha modellato diversi tipi di rottura tramite modello FEM, al fine di studiare gli effetti del danneggiamento *nel piano* sulla resistenza *fuori piano*. È stato dimostrato che la formulazione proposta dalla FEMA può fare previsioni, in modo accurato, sulla resistenza *fuori piano* di un pannello murario opportunamente collegato al telaio circostante.

Nel 2010 anche *Tu et Al.*<sup>50</sup> hanno studiato il comportamento di tamponamenti in muratura non armata in telai in c.a.. Caratterizzato da vincoli al contorno molto resistenti, il pannello risulta confinato e mostra notevole resistenza alle forze inerziali *fuori piano*, grazie sempre alla formazione del meccanismo ad arco. Anche tamponamenti ordinari mostrano un meccanismo resistente ad arco per piccoli gradienti di spostamento, ma si distaccano dal telaio per sollecitazioni inerziali dovute all'elevato peso proprio. Ciò dimostra come spessore e snellezza del pannello giocano un ruolo fondamentale nella resistenza *fuori piano* del pannello.

Nel 2011 *Pereira et Al.*<sup>51</sup> hanno ricavato alcuni risultati dall'applicazione di un carico ciclico *fuori piano* a tamponamenti danneggiati di telai in c.a.. Un anno dopo, invece, *Vangioukas*<sup>52</sup> ha studiato il contributo del tamponamento alla risposta complessiva del telaio per sollecitazioni *nel piano*. Siccome il pannello murario potrebbe risultare già lesionato per sollecitazioni *nel fuori piano*, qualsiasi ipotesi sul carico supportato assialmente *nel piano* sarebbe inappropriata. A questo proposito è stato introdotto un modello nel quale la tamponatura non collassi *fuori piano* e dunque continui a partecipare alla rigidità ed alla capacità portante della struttura.

Nel 2013 i Dipartimenti di Ingegneria Civile Iraniano e Portoghese hanno presentato dei risultati di prove sperimentali per diverse combinazioni di sollecitazioni IP-OOP su muretti di blocchi, dimostrando come le caratteristiche geometriche della muratura possano influenzare notevolmente l'interazione tra i due aspetti. Più recentemente, infine, sia *Hak et Al.*<sup>53</sup> che *Singhal & Rai*<sup>54</sup> hanno rivolto particolare attenzione alla

---

<sup>48</sup> N. T. K. Lam, M. Griffith, J. Wilson, K. Doherty, "Time-history analysis of URM walls in out-of-plane flexure", *Eng. Struct.*, vol. 25, no. 6, pp. 743–754, 2003.

<sup>49</sup> M. Mohammadi Ghazimahalleh, "Out of plane strength of infill panels", 2008.

<sup>50</sup> Y.-H. Tu, T.-H. Chuang, P.-M. Liu, Y.-S. Yang, "Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames", *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 12, pp. 3925–3935, 2010.

<sup>51</sup> M. F. P. Pereira, M. F. N. Pereira, J. E. D. Ferreira, P. B. Lourenço, "Behavior of masonry infill panels in RC frames subjected to in plane and out of plane loads", 2011.

<sup>52</sup> E. Vougioukas, "Out-of-Plane Response of Infill Masonry Walls", 2012.

<sup>53</sup> S. Hak, P. Morandi, G. Magenes, "Out-of-plane experimental response of strong masonry infills", 2014.

risposta di tamponamenti sollecitati *fuori piano*, alla relativa propagazione del danno e ai meccanismi di rottura, così come alla valutazione della resistenza *fuori piano* in funzione del danneggiamento *nel piano* già presente.

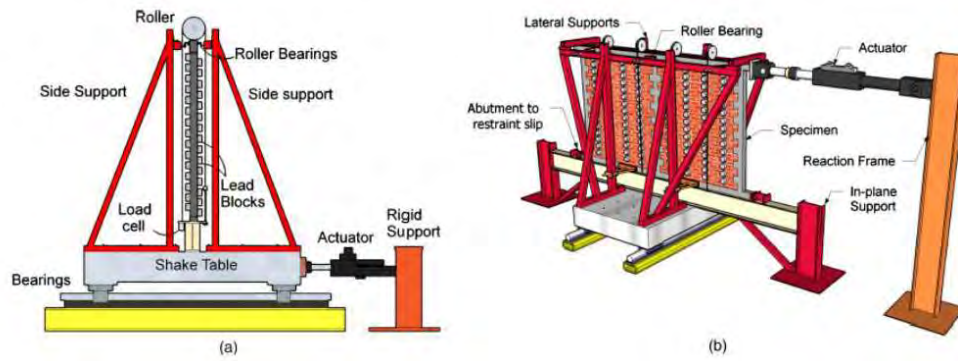


Figura 44 - Schema delle Componenti per Test di Carico In Piano (a) e Fuori Piano (b) usati da Singhal & Rai.

<sup>54</sup> V. Singhal, D. Rai, "Role of Tothing on In-Plane and Out-of-Plane Behavior of Confined Masonry Walls", *J. Struct. Eng.*, vol. 140, no. 9, 2014.



## 4. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI DI UN TELAIO IN C.A. CON TAMPONAMENTI IN MURATURA

Al fine di valutare l'influenza dei tamponamenti sui meccanismi di crisi e collasso dei telai in c.a. e analizzare l'interazione tra forze *nel piano* (IP) e *fuori piano* (OOP) rispetto alla muratura stessa, si vuole sviluppare un modello piano del telaio attraverso il metodo degli elementi finiti (FEM).

Il vantaggio della definizione di tale modello consiste nella possibilità di studiare diverse configurazioni, sia per quanto riguarda le dimensioni dell'edificio, sia per quanto riguarda la geometria delle sezioni; va subito specificato, in relazione a quanto descritto nel capitolo precedente, che l'elemento di tamponatura sarà modellato come un'unica biella equivalente.

Il software utilizzato per l'analisi è *OpenSees*<sup>55</sup>, un codice a livello di *script*, quasi totalmente mancante di pre- e post-processamento grafico, che permette di eseguire analisi sismiche di qualsiasi genere (statiche o dinamiche, lineari e non lineari). *OpenSees* supporta il linguaggio *tcl* (Tool Command Language), per cui vengono creati diversi *file* che il codice FEM deve solo gestire e implementare. Pre- e post-processamento sono invece realizzati tramite *Matlab* (Matrix Laboratory), che elabora dunque i dati iniziali e fornisce grafici riguardanti i risultati di maggiore interesse.

Il materiale utilizzato è *Hysteretic*, un materiale che consente di computare il danneggiamento progressivo del pannello: tale materiale è stato calibrato sulla base dei dati sperimentali a disposizione. In particolar modo, le tipologie di muratura utilizzate saranno: una sottile, già studiata presso l'Università di Pavia, e una di spessore maggiore, oggetto degli studi nei laboratori dell'Università di Padova.

Al fine di studiare l'interazione *nel piano/fuori piano*, verrà eseguita un'analisi statica non lineare (Pushover): dal confronto tra i risultati sarà poi possibile trarre conclusioni sul comportamento dei tamponamenti all'interno dei telai in c.a., sulle condizioni di danneggiamento progressivo degli elementi e sulla capacità di resistenza del sistema *fuori piano*.

---

<sup>55</sup> F. McKenna, G. L. Fenves, M.H. Scott, B. Jeremic, "Open System for Earthquake Engineering Simulation (*OpenSees*)", 2000.

## 4.1 Definizione delle Caratteristiche dell'Edificio

Al fine di poter analizzare una maggiore variabilità strutturale, sono stati realizzati diversi modelli di telaio a seconda del numero di piani e campate; sono state inoltre riportate le caratteristiche meccaniche e geometriche degli elementi costituenti il sistema (elementi di tamponatura, colonne, travi) nei diversi design di progettazione studiate e di tipologie costruttive. Le principali differenze riguardano la geometria del pannello di tamponamento, mentre le caratteristiche geometriche del telaio e quelle meccaniche rimangono pressoché identiche.

### 4.1.1 Tipologie di Telaio

Le tipologie di telaio analizzate fanno riferimento ad uno studio di *De Sortis et Al.*<sup>56</sup>: per rappresentare al meglio l'insieme di telai in cemento armato presenti in Italia, nello studio viene riproposta un'indagine Istat sugli edifici ad uso abitativo. Incrociando i dati relativi al numero di piani con quelli relativi alle superfici medie di piano, si ottengono i seguenti tipi di telai rappresentativi:

- Telaio 2x2 (2 piani e 2 campate);
- Telaio 2x3 (3 piani e 2 campate);
- Telaio 5x3 (3 piani e 5 campate);
- Telaio 2x5 (5 piani e 2 campate).

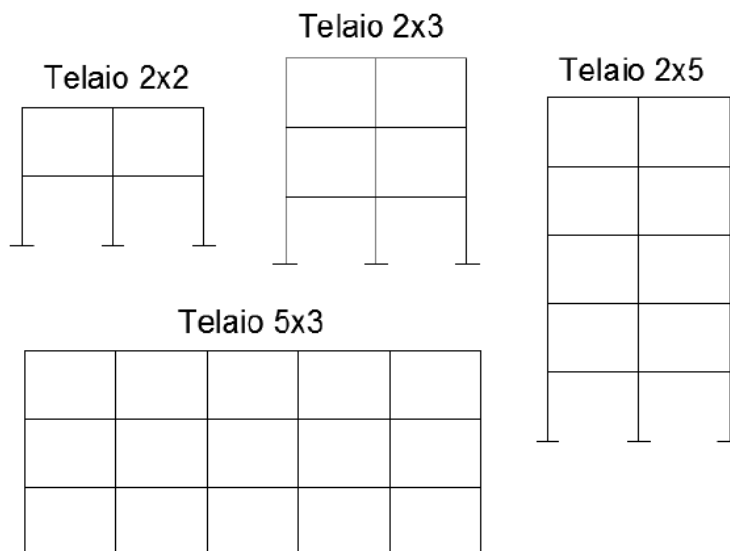


Figura 45 - Tipologie di Telaio Analizzate

<sup>56</sup> A. De Sortis, P. Bazzurro, F. Mollaioli, S. Bruno, "Influenza delle tamponature sul rischio sismico degli edifici in calcestruzzo armato".

Infine, in relazione alla presenza o meno di tamponamenti, sono state considerate le seguenti configurazioni:

- Telaio “nudo” non tamponato (*bare frame*);
- Telaio interamente tamponato (*totally infilled*);
- Telaio parzialmente tamponato (*partially infilled*), con il piano terra privo di tamponamenti.

#### 4.1.2 Tipologie Costruttive Analizzate

A seconda del numero di piani dell’edificio sono state considerate diverse tipologie di sezione, con dimensioni crescenti nei casi. Un’ulteriore differenziazione è stata fatta sulla base della percentuale di armatura presente nell’elemento, variabile a seconda della geometria e del design di progettazione considerato. In tal modo si è potuto distinguere due tipologie di approcci progettuali:

- Approccio *Sismico*, che considera quindi la normativa attualmente vigente;
- Approccio *Tradizionale*, incentrato principalmente sull’analisi dei carichi verticali e caratterizzato da una percentuale di armatura inferiore nelle colonne.

Si riportano di seguito le varie sezioni, utilizzate nel modello, per le colonne e le travi:

Tabella 8 - Sezioni Considerate nel Modello per le Travi.

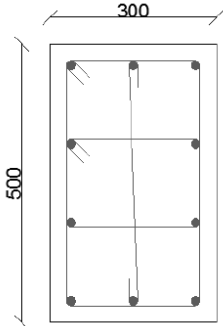
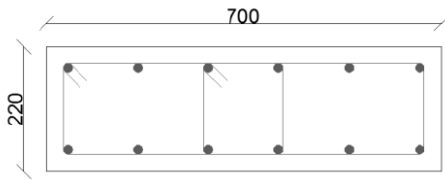
TRAVI	
DESIGN SISMICO	DESIGN TRADIZIONALE
<p>Sezione 30x50 in calcestruzzo C30/35 Con 10<math>\phi</math>16 in acciaio B450C</p> 	<p>Sezione 70x22 in calcestruzzo C20/25 Con 12<math>\phi</math>16 in acciaio AQ50/60</p> 

Tabella 9 - Sezioni Considerate nel Modello per le Colonne 30x30.

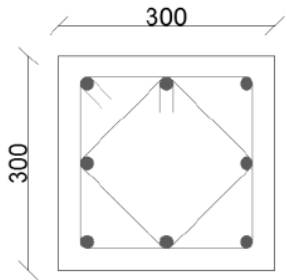
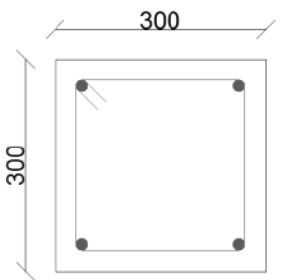
<b>COLONNE 30X30</b>	
<b>DESIGN SISMICO</b>	<b>DESIGN TRADIZIONALE</b>
<p>Sezione 30x30 in calcestruzzo C30/35 Con 8<math>\phi</math>18 in acciaio B450C</p> 	<p>Sezione 30x30 in calcestruzzo C20/25 Con 4<math>\phi</math>16 in acciaio AQ50/60</p> 

Tabella 10 - Sezioni Considerate nel Modello per le Colonne 40x40.

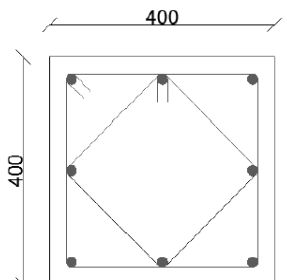
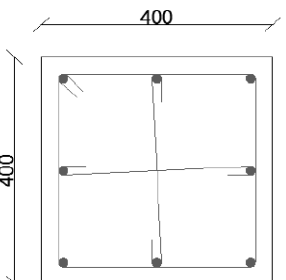
<b>COLONNE 40X40</b>	
<b>DESIGN SISMICO</b>	<b>DESIGN TRADIZIONALE</b>
<p>Sezione 40x40 in calcestruzzo C30/35 Con 8<math>\phi</math>18 in acciaio B450C</p> 	<p>Sezione 40x40 in calcestruzzo C20/25 Con 8<math>\phi</math>16 in acciaio AQ50/60</p> 

Tabella 11 - Sezioni Considerate nel Modello per le Colonne 50x50.

COLONNE 50X50	
DESIGN SISMICO	DESIGN TRADIZIONALE
Sezione 50x50 in calcestruzzo C30/35 Con 12 $\phi$ 20 in acciaio B450C	Sezione 50x50 in calcestruzzo C20/25 Con 8 $\phi$ 20 in acciaio AQ50/60

#### 4.1.3 Tamponamenti della Tipologia “Pavia”

La tipologia “Pavia” è stata definita sulla base della muratura utilizzata per le ricerche sperimentali da *Calvi & Bolognini*, professori dell’Università di Pavia: si tratta di una tamponatura “leggera” di dimensioni 420x275 cm e spessore 13,5 cm. La loro ricerca è focalizzata sulla risposta sismica di telai in c.a. tamponati con pannelli in muratura, secondo le tradizionali tecniche costruttive utilizzate nei Paesi a rischio sismico dell’Europa meridionale. In particolare sono studiati nel dettaglio i benefici legati all’inserimento di un’armatura leggera nei letti di malta o nell’intonaco esterno. La ricerca presenta quindi un confronto della risposta *nel piano* di pannelli di tamponamento tradizionali e armati, per terremoti di diverso livello d’intensità, allo scopo di stimare il differente livello di danno raggiunto e le potenzialità riguardanti l’espulsione fuori piano di pannelli di tamponamento, in corrispondenza dei differenti livelli di danno indotti dall’azione in piano. Un altro obiettivo è quello di valutare l’effetto che le diverse caratteristiche dei pannelli di tamponamento hanno sulla risposta di edifici caratterizzati da differenti configurazioni geometriche e distributive dei tamponamenti, in termini di accelerazione di picco al suolo necessaria per indurre un prefissato livello di danno.

La campagna delle prove è stata condotta su telai tamponati a un piano in singola campata, riprodotti in scala reale di dimensioni globali pari a 450 x 300 cm per tutti i campioni. I pannelli di tamponamento hanno identica geometria, con dimensioni pari a 420 x 275 x 13,5 cm. Lo spessore indicato deriva dall’associazione dello spessore degli elementi di laterizio (11,5 cm) e dell’intonaco (1 cm per ogni lato). Nei campioni, sono state prese in considerazione tre possibili condizioni di armatura: assenza di armatura, armatura orizzontale nei letti di malta ad interasse di 600 mm e rete d’acciaio leggera posizionata nell’intonaco esterno.

La fase di progettazione del telaio in C.A. è stata sviluppata secondo l'Eurocodice 2 (versione del 1991) e in accordo con la classe di duttilità alta dell'Eurocodice 8 (versione del 1994), imponendo un comportamento duttile ai telai tamponati. Sono applicati i criteri della gerarchia delle resistenze per favorire rotture duttili e inibire quelle fragili, la formazione delle cerniere plastiche è stata perciò forzata ad avvenire nelle travi e tutte le sezioni critiche possono considerarsi ben confinate. È stato supposto che il telaio dovesse essere inserito in un edificio di quattro piani.

Tutti i test sono stati eseguiti applicando dapprima due carichi verticali sulle colonne, al fine di simulare la presenza dei piani superiori, mentre sulle travi non è stato posto alcun carico. Il carico verticale totale è mantenuto costante durante tutta l'analisi, fatta eccezione per la distribuzione degli sforzi dovuti all'applicazione delle forze orizzontali. I test *nel piano* sono stati eseguiti applicando cicli di spostamenti orizzontali, secondo un prefissato *drift* compreso tra 0,1% e 3,6% (tre cicli per ogni target) e misurando i parametri attraverso dei trasduttori. I test *fuori piano* sono stati eseguiti a livelli diversi di danneggiamento *nel piano*, applicando un carico monotono su quattro punti e misurando gli spostamenti in 5 diversi punti di controllo.

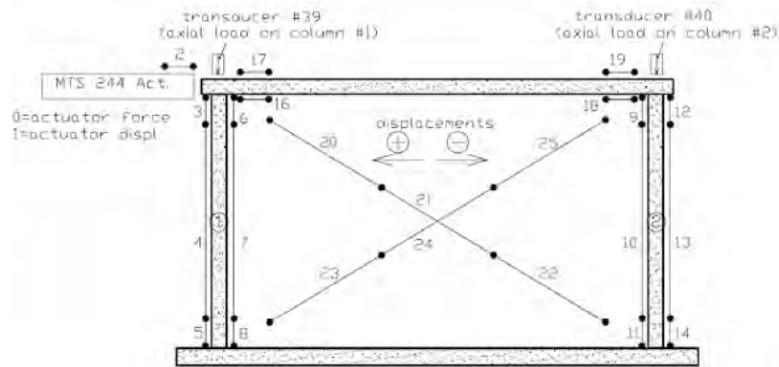


Figura 46 - Strumentazione per le Prove Nel Piano dei Telai Tamponati.

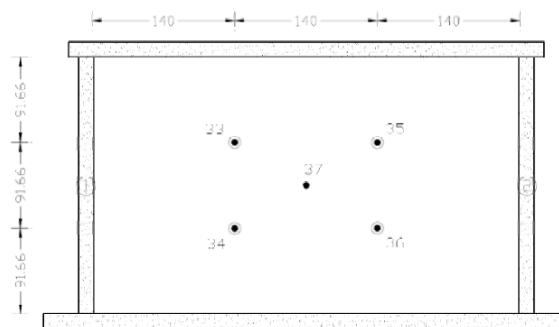


Figura 47 - Strumentazione per le Prove Fuori Piano dei Telai Tamponati.

La risposta della sperimentazione è stata precedentemente simulata mediante un'analisi statica non lineare, considerando dapprima un telaio nudo e successivamente un macro-modello della tamponatura a biella diagonale equivalente. Infine è stata eseguita una

pushover ciclica in controllo di spostamento, ottenendo il seguente diagramma forza-spostamento.

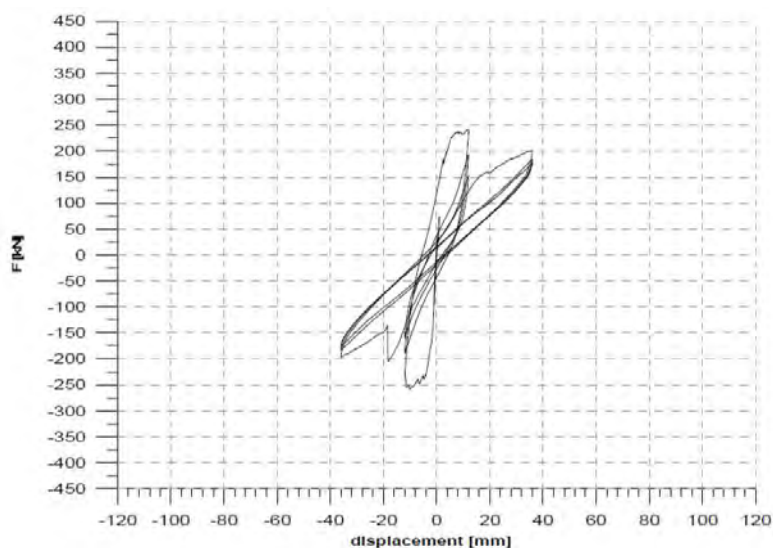


Figura 48 - Risultati della Pushover Ciclica Nel Piano.

Tabella 12 - Caratteristiche Tipologia "Pavia".

<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TIPOLOGIA "PAVIA"</b>		
<b>TELAIO</b>		
Modulo Elastico del Calcestruzzo	$E_c$ [MPa]	25000
Resistenza Caratteristica a Compressione del Calcestruzzo	$f_c$ [MPa]	30
Modulo Elastico dell'Acciaio	$E_y$ [MPa]	195
Resistenza a Snervamento dell'Acciaio	$f_y$ [MPa]	561
<b>TAMPONATURA</b>		
Altezza	$H_{inf}$ [mm]	2750
Lunghezza	$L_{inf}$ [mm]	4200
Spessore	$t_{inf}$ [mm]	115
Modulo Elastico della Muratura	$E_m$ [MPa]	4384
Resistenza Ultima della Muratura	$f_{mu}$ [MPa]	6

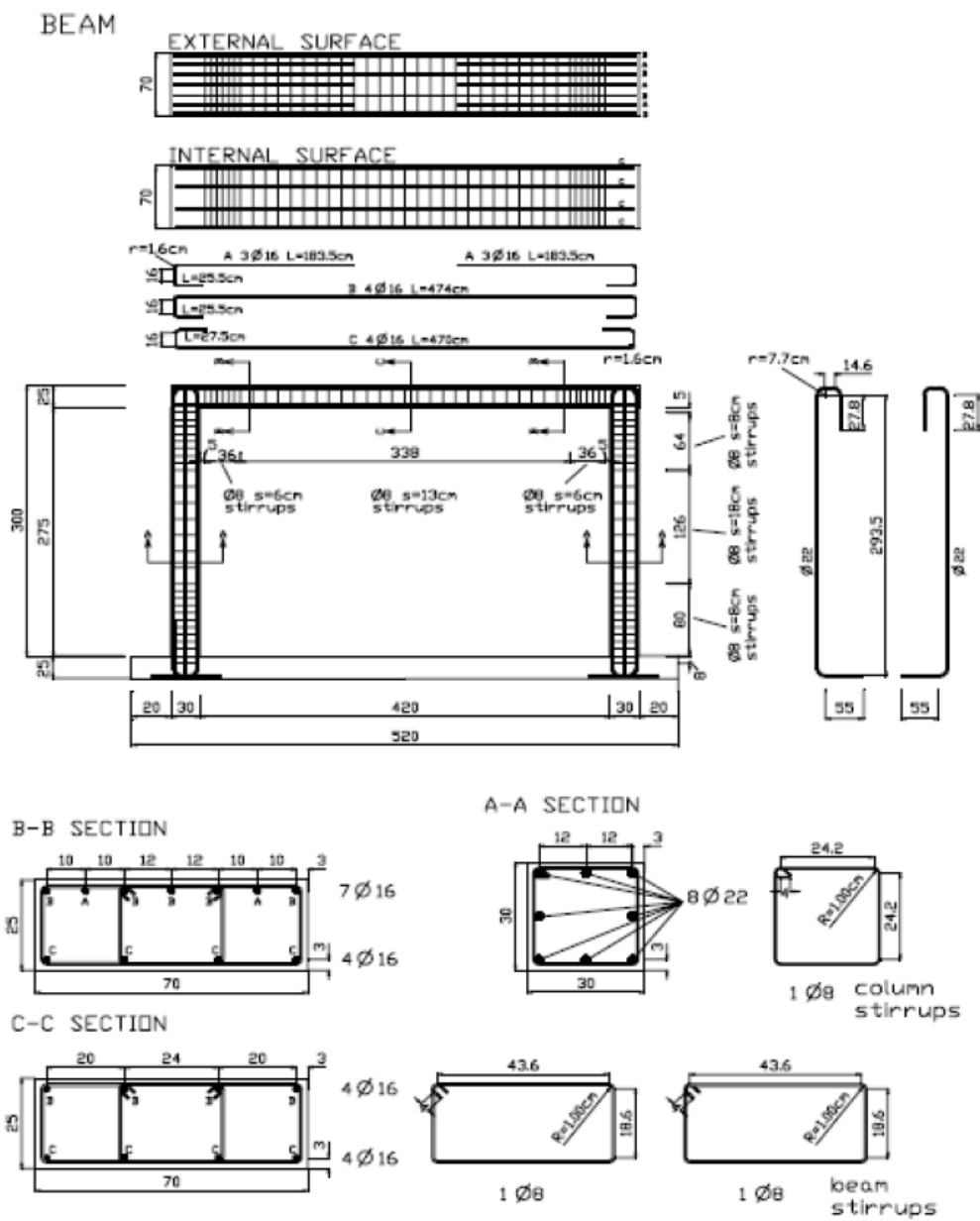


Figura 49 - Dettagli Costruttivi del Telaio in c.a.



#### 4.1.4 Tamponamenti della Tipologia “Padova”

La tipologia di tamponatura “Padova” è stata adottata per ricerche sperimentali da *Da Porto et Al.*<sup>57</sup> e si tratta di una tamponatura “robusta” di dimensioni 415x265 cm e spessore 30 cm.

La ricerca sperimentale in oggetto è stata svolta nell’ambito di un progetto dedicato allo studio e allo sviluppo di sistemi innovativi di tamponamento in laterizio sismo-resistenti. Il progetto, coordinato dal Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell’Università degli Studi di Padova, è volto ad analizzare meccanismi di rottura e capacità ultime di resistenza per carichi fuori piano di tamponamenti in muratura semplice e armata. Sono state studiate diverse configurazioni di tamponamento e analizzato anche un portale in c.a. nudo (non tamponato) per valutarne il comportamento e poterlo confrontare con gli altri casi.

Il programma prevede lo studio di 5 campioni di telaio 1x1 in scala reale (per non alterare il rapporto di rigidità sussistente tra portale e tamponamento), con muratura di tamponamento realizzata impiegando blocchi POROTON P69TA di dimensioni 24cm x 30 cm x 19 cm di altezza.

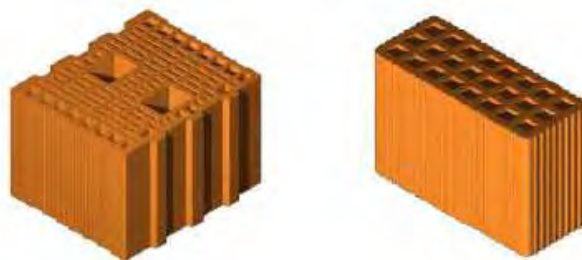


Figura 50 - Tipologia di Blocco P69TA e MA124.

Il sistema testato è costituito da un portale in c.a. e tamponamento in muratura composta da blocchi forati in laterizio POROTON°. Il sistema è basato sull’uso di blocchi POROTON° P69TA di dimensione 24x30x19h cm e di blocchi POROTON° di completamento MA124 di dimensione 12x30x19h cm per rendere più agevole il processo di costruzione. Il sistema murario prevede giunti in malta (tipo Tassullo T300) orizzontali e giunti verticali ad incastro, realizzati a secco.

---

<sup>57</sup> F. Da Porto, G. Guidi, M. Dalla Benetta, “Ricerca Sperimentale sul comportamento sotto azioni combinate nel piano – fuori piano di telai in c.a. con tamponamenti in laterizio semplice e armato”, 2012.

I campioni di muratura oggetto della sperimentazione sono caratterizzati dalle medesime dimensioni del portale e con caratteristiche meccaniche simili tra loro. L'unica differenza presente riguarda le configurazioni di tamponamento, che determina la seguente classificazione dei campioni:

- Portale non tamponato;
- Portale tamponato con muratura semplice: il tamponamento è costituito da 13 corsi da 17 blocchi ciascuno, con giunti orizzontali in malta di spessore 10 mm e giunti verticali a secco;
- Portale tamponato con muratura armata: l'armatura è costituita da staffe  $\phi 6$  mm con interasse 600 mm (3 corsi) e quattro barre verticali  $\phi 8$  mm con interassi 1090-1530-1090 mm.

I telai sono stati sottoposti ad azioni cicliche orizzontali *nel loro piano*, fino a drift corrispondenti ai diversi stati limite, successivamente le pareti sono state sottoposte ad azioni monotone *fuori piano*. I campioni sono realizzati sia in muratura semplice che in muratura armata, seguendo la consueta pratica costruttiva. Lo scopo è quello di verificare il comportamento delle diverse tipologie di muratura, l'influenza delle azioni *nel piano* e *fuori piano* e la verifica dello stato di danneggiamento a seconda del drift.

Tabella 13 - Caratteristiche Tipologia "Padova".

<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TIPOLOGIA "PADOVA"</b>		
<b>TELAIO</b>		
Modulo Elastico del Calcestruzzo	$E_c$ [MPa]	25000
Resistenza Caratteristica a Compressione del Calcestruzzo	$f_c$ [MPa]	30
Modulo Elastico dell'Acciaio	$E_y$ [MPa]	200
Resistenza a Snervamento dell'Acciaio	$f_y$ [MPa]	450
<b>TAMPONATURA</b>		
Altezza	$H_{inf}$ [mm]	2650
Lunghezza	$L_{inf}$ [mm]	4150
Spessore	$t_{inf}$ [mm]	300
Modulo Elastico della Muratura	$E_m$ [MPa]	4384
Resistenza Ultima della Muratura	$f_{mu}$ [MPa]	6

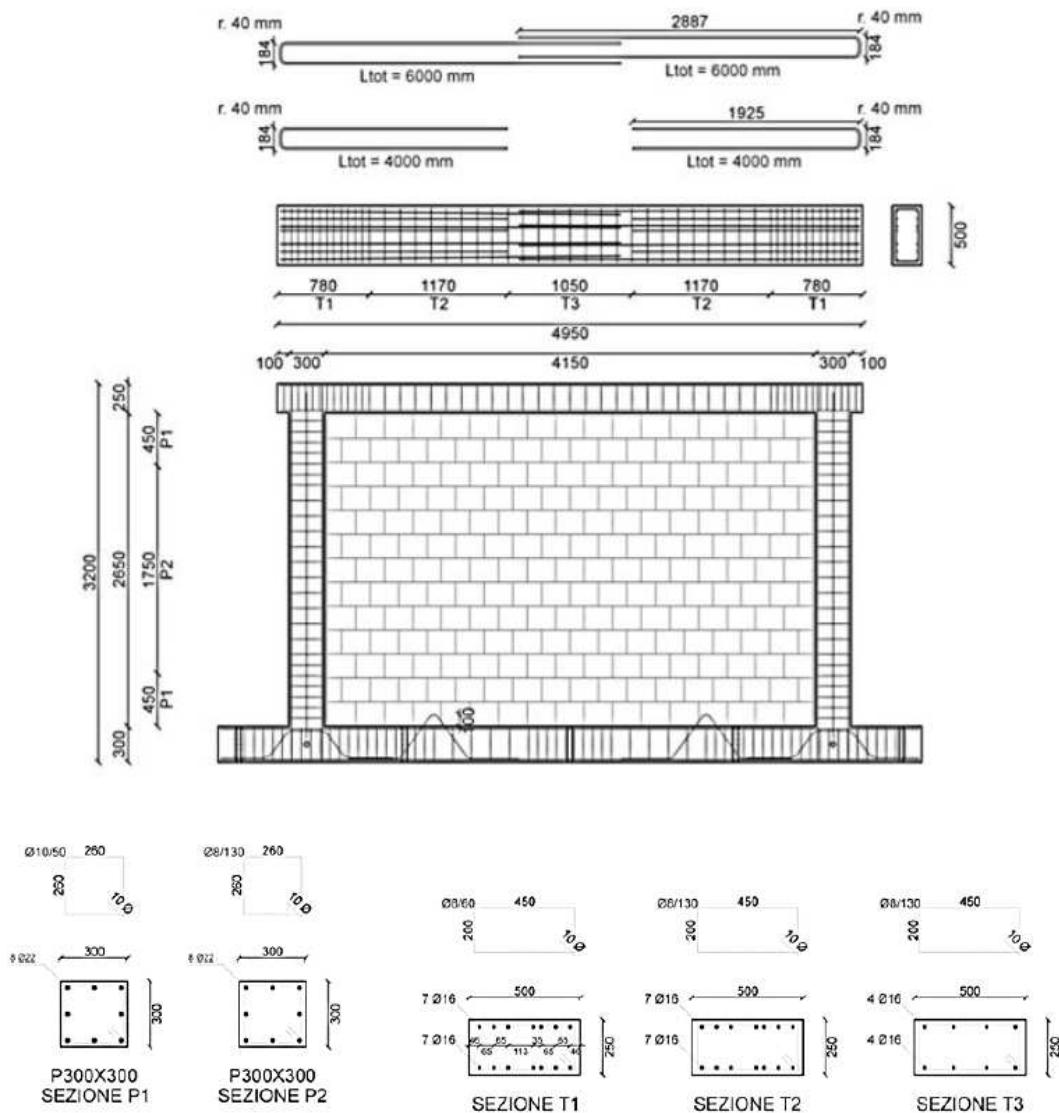


Figura 51 - Dettagli Costruttivi del Telaio in c.a.

Il sistema di contrasto per i campioni da testare è stato appositamente progettato ed eseguito per la sperimentazione in oggetto. Durante i test, *nel piano* e *fuori piano*, su ogni pilastro di ciascun campione è stato applicato un carico verticale di 400 kN, simile a quello agente al piano terra del telaio multipiano progettato. Il precarico verticale è trasmesso tramite dei martinetti posti sulla faccia superiore della trave, in corrispondenza del nodo trave-pilastro. L'azione nel piano è trasmessa da un ulteriore martinetto con capacità massima in spinta ed in trazione di 560kN, connesso all'elemento di contrasto del laboratorio e posto in corrispondenza del baricentro della sezione di testa della trave superiore. Il controllo dello spostamento indotto al portale è effettuato mediante l'utilizzo di un trasduttore magnetostriativo montato su una struttura a parte, distaccata dagli elementi di spinta e di contrasto per non subire alterazioni nella misurazione.

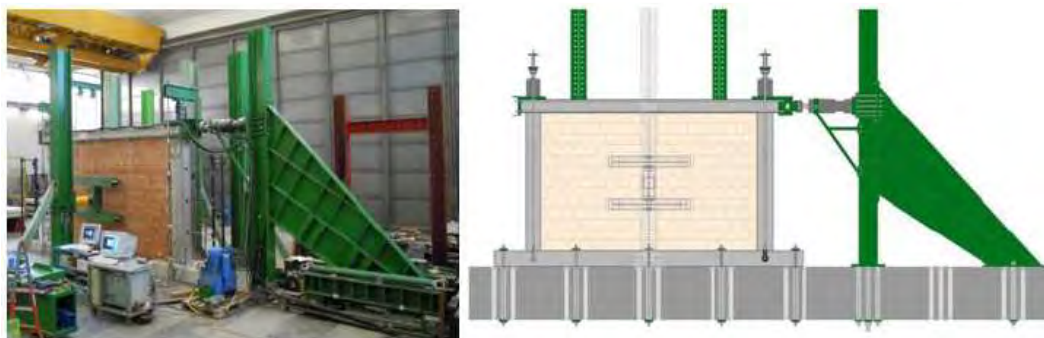


Figura 52 - Apparecchiatura di Prova.

Nei test *fuori piano*, invece, sono state applicate quattro forze puntuali, di uguale intensità, ad ogni terzo della larghezza e dell'altezza del pannello. Il diagramma di deformazione indotto da tale configurazione è simile (anche se non uguale) a quello di un tamponamento sottoposto ad azione sismica in direzione ortogonale al proprio piano (il diagramma dei momenti imposto è comunque più gravoso di quello reale a favore di sicurezza). I carichi sono stati applicati con un martinetto idraulico in modalità monotona fino al raggiungimento del limite di collasso del pannello murario.

I test sperimentali sono quindi divisi in due fasi:

- test *nel piano*;
- test *fuori piano*.

Nel primo caso i portali sono sottoposti ad una storia di spostamento ciclica, con step di spostamento ripetuti tre volte per ogni drift assegnato, questi ultimi crescenti nella serie di cicli successiva (Con il termine drift è inteso lo spostamento percentuale impresso rispetto alla quota di applicazione del carico intesa al netto dello spessore del cordolo inferiore). La prova *fuori piano* viene svolta solo successivamente la prova *nel piano*, quando il tamponamento lo consente.

Nello specifico vengono identificati tre livelli di drift nel piano:

1. drift 0,5% corrispondente allo stato limite di danno del tamponamento;
2. drift 1,2 % corrispondente ad uno stato limite ultimo;
3. drift 3,4%, il quale interessa solamente il portale nudo al fine di studiarne il comportamento nella fase post-picco.

Per il telaio tamponato con muratura semplice sono riportati i risultati delle prove *nel piano* (con le curve dei cicli di carico e scarico) e nel *fuori piano*, per ciascun livello di drift.

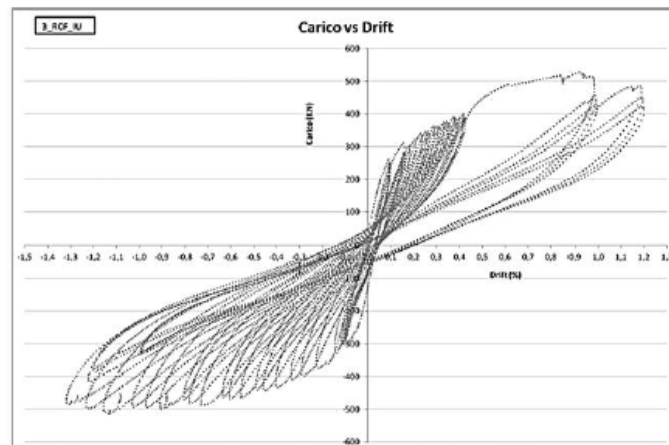


Figura 53 - Test Nel Piano allo SLU.

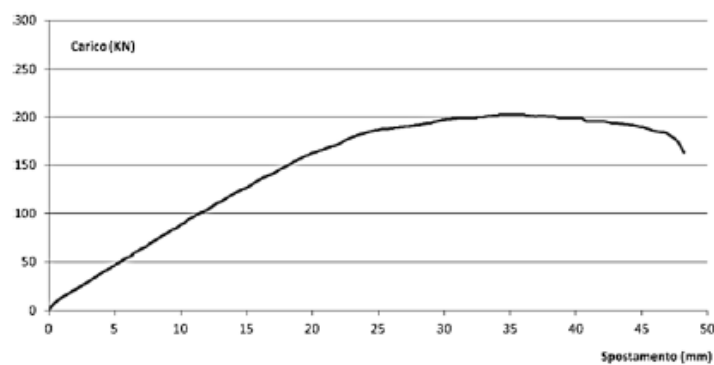


Figura 54 - Test Fuori Piano allo SLU.

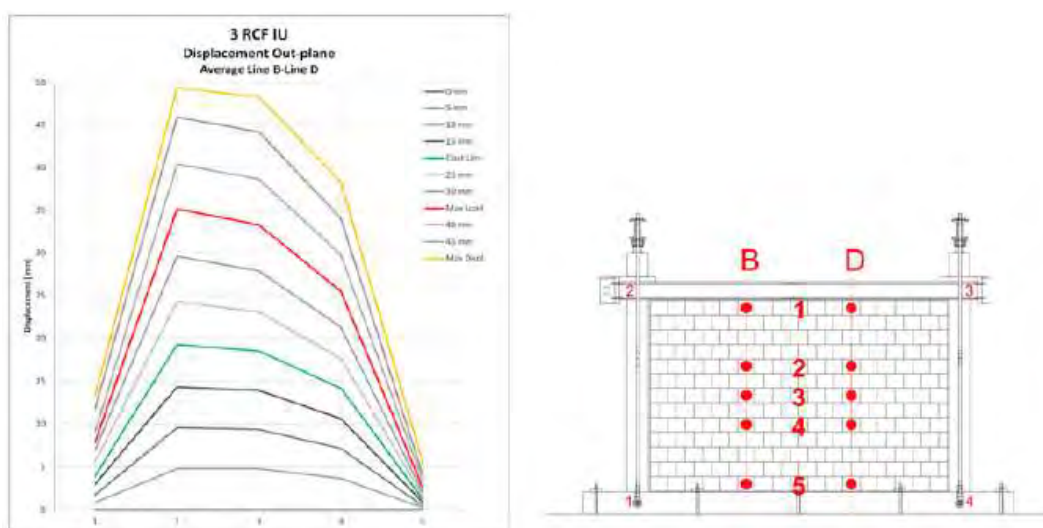


Figura 55 - Deformata della Sezione Verticale del Tamponamento.

#### 4.1.5 Configurazione dei Telai Tamponati

Si riportano delle rappresentazioni tecniche di tutte le possibili configurazioni del telaio tamponato analizzate, considerando i due tipi di pannello e le due diverse tipologie di design.

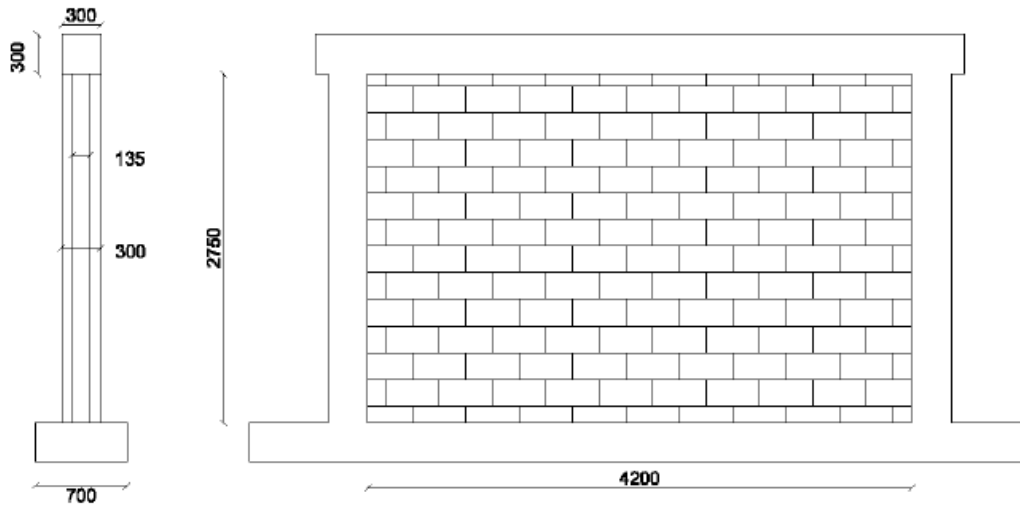


Figura 56 - Configurazione per il Tamponamento tipo Pavia e Design Sismico.

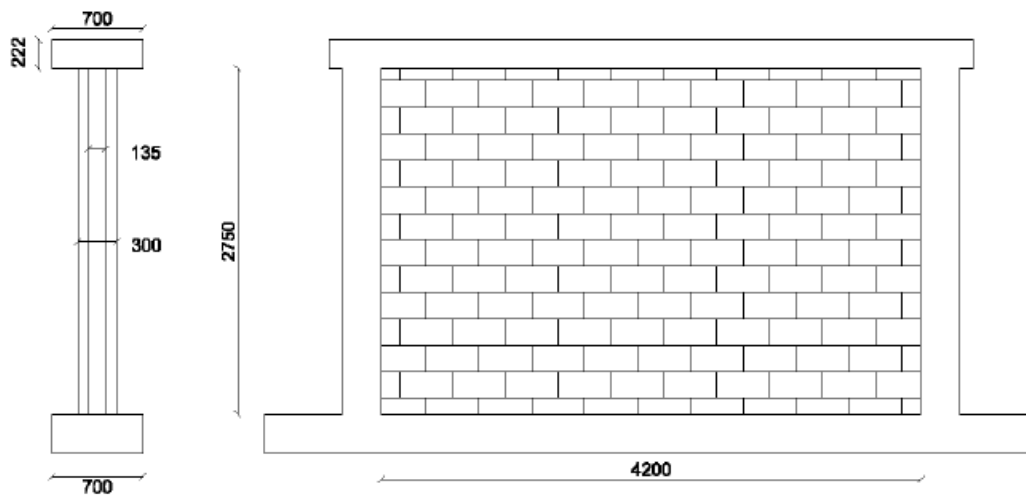


Figura 57 - Configurazione per il Tamponamento tipo Pavia e Design Tradizionale.

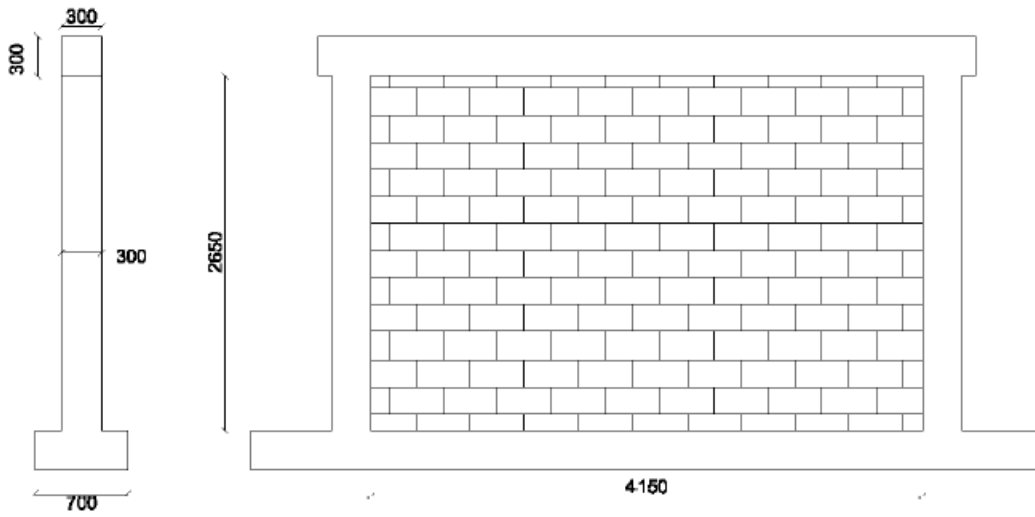


Figura 58 - Configurazione per il Tamponamento tipo Padova e Design Sismico.

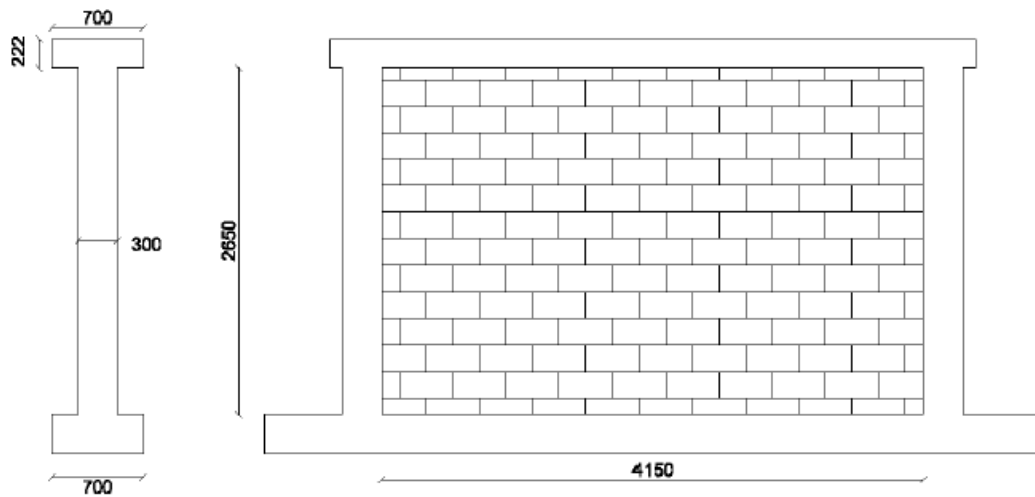


Figura 59 - Configurazione per il Tamponamento tipo Padova e Design Tradizionale.

## 4.2 Creazione del Modello

Il modello di riferimento è stato sviluppato da Mosalam e Gunay nel 2014, che hanno rappresentato il tamponamento in muratura mediante una biella equivalente. Gli elementi strutturali sono stati costruiti in *OpenSees*, seguendo un approccio a fibre dove travi e colonne in calcestruzzo armato sono state modellate utilizzando elementi del tipo *ForceBeamElements*. Il materiale *Concrete02* (*linear tension softening*) è stato utilizzato per descrivere il comportamento delle fibre di calcestruzzo delle sezioni in c.a., distinguendo tra calcestruzzo confinato e non confinato per mezzo del modello di *Mander* (1986). La relazione tensione-deformazione delle fibre di acciaio per la sezione in c.a. è descritta sia dal materiale di libreria *Steel02*, che dal modello di *Giuffrè-Menegotto-Pinto* (1973) con incrudimento isotropico.

La modellazione sfrutta dunque materiali, sezioni ed elementi di *OpenSees* in linguaggio *tcl*: il tamponamento è rappresentato da due elementi *beamWithHinges* diagonali, collegati da un nodo intermedio contenente la massa *fuori piano* del pannello stesso. Tali elementi sono modellati in modo da avere una cerniera plastica in corrispondenza del nodo centrale, con lunghezza totale pari a 1/10 della diagonale, mentre all'estremo opposto è posizionata una sezione elastica localizzata. Al nodo centrale è assegnata una massa *fuori piano* (OOP) pari a:

$$m_{OOP} = 0.81 m_{inf}$$

Dove  $m_{inf}$  è la massa totale del pannello in muratura. Tale valore corrisponde alla massa partecipante al primo modo di vibrare dell'elemento, quando questo sia definito come una trave in doppio appoggio con carico distribuito.

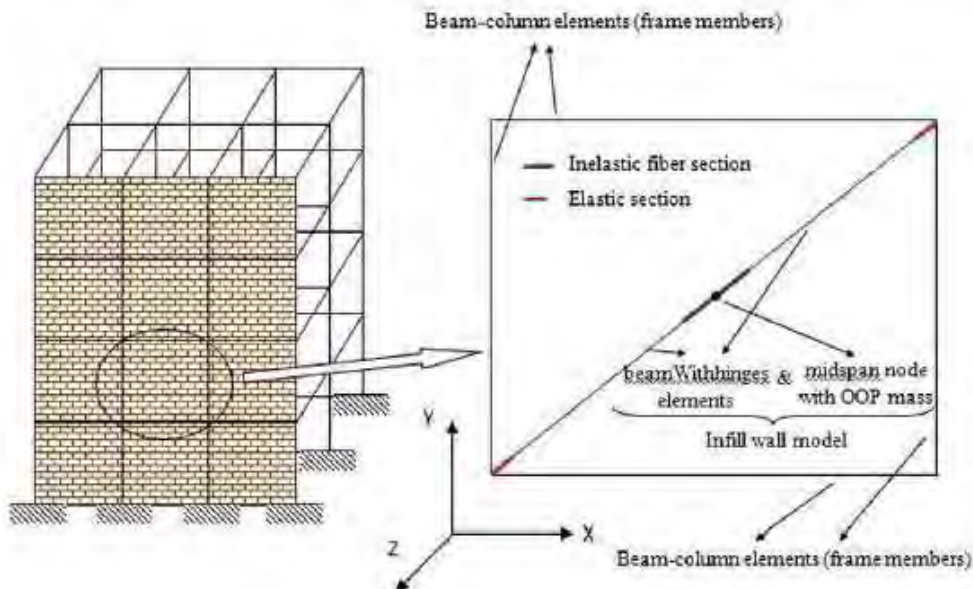


Figura 60 - Modellazione Equivalente del Tamponamento.



#### 4.2.1 Caratteristiche della Sezione a Fibre

La zona plastica di ciascuna biella equivalente è costituita da una sezione a fibre con comportamento non-lineare. La sezione è stata creata disponendo in modo opportuno un insieme di fibre lungo una linea in direzione *fuori piano*. In questo modo la biella agisce come un *truss nel piano* (soggetto quindi solo a sforzi assiali), mentre nel *fuori piano* presenta una certa resistenza a flessione, grazie al “braccio” assunto dalla forza su ciascuna fibra. Ognuna di esse è definita mediante un’area  $A_i$ , una posizione  $z_i$  e una relazione tensione-deformazione. Dal momento che nel modello si utilizza solo una diagonale, essa dovrà avere la stessa resistenza sia a trazione che a compressione.

I parametri in gioco per la definizione della sezione a fibre sono  $A_i$ ,  $z_i$ ,  $f_{yi}$  e  $\epsilon_{yi}$  sono impostati secondo il dominio di resistenza, in modo da ottenere opportuni valori della rigidità assiale *nel piano* (IP) e della rigidità flettente *fuori piano* (OOP) dell’elemento diagonale. La massa *fuori piano*, la rigidità e il momento resistente unidirezionale sono calcolati in modo che il modello:

- presenti la stessa frequenza naturale del pannello;
- produca le stesse sollecitazioni nei punti di attacco al telaio per una determinata accelerazione al suolo;
- raggiunga lo snervamento allo stesso punto del pannello.

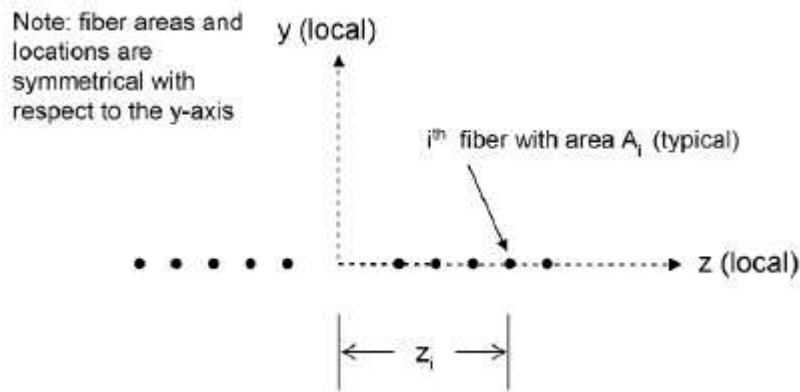


Figura 61 - Posizionamento delle Fibre nella Sezione.

Le caratteristiche della sezione sono ricavate dalle norme attuali, in particolare si fa riferimento a FEMA-356 o ASCE-41, come riportato di seguito:

- Resistenza a taglio del pannello (FEMA-356, EQ. 7-15):

$$Q_{CE} = A_{ni} f_{vie}$$

Dove  $A_{ni}$  è l’area della sezione e  $f_{vie}$  è la resistenza a taglio della muratura;

- Resistenza assiale *nel piano* dell’elemento diagonale equivalente:

$$P_{IPO} = \frac{Q_{CE}}{\cos\theta}$$

Dove  $\theta$  è l'angolo che la biella forma con l'orizzontale;

- Resistenza *fuori piano* del pannello:

$$q_{in} = \frac{0,7f_m\lambda_2}{\left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right)}$$

Dove  $f_m$  è la resistenza a compressione della muratura,  $\lambda_2$  è il parametro di snellezza (FEMA-356, TAB. 7-11), mentre  $h_{inf}$  e  $t_{inf}$  sono rispettivamente altezza e spessore del pannello;

- Momento resistente *fuori piano* della biella equivalente:

$$M_y = \frac{q_{in}L_{inf}h_{inf}^2}{8}$$

Dove  $L_{inf}$  è la lunghezza del pannello;

- Momento resistente *fuori piano* della biella equivalente

$$M_{OOP0} = 1,570 \frac{L_{diag}}{h_{inf}} M_y$$

Dove  $L_{diag}$  è la lunghezza della diagonale;

- Spessore equivalente della biella (FEMA-356, EQ. 7-14):

$$\alpha = 0,175(\lambda_1 h_{col})^{-0,4} L_{diag} \quad \text{con } \lambda_1 = \left(\frac{E_m t_{inf} \sin 2\theta}{4E_f I_{col} h_{inf}}\right)^{1/4}$$

Dove  $h_{col}$  è l'altezza della colonna del telaio,  $E_m$  è il modulo elastico della muratura e  $E_f$  quello del telaio;

- Area equivalente della biella:

$$A_{eq} = \alpha t_{inf}$$

- Momento d'inerzia del pannello:

$$I_{inf} = k \frac{t_{inf} L_{inf}^3}{12}$$

Dove  $k$  è un coefficiente riduttivo che tiene conto della possibile rottura del pannello;

- Momento d'inerzia equivalente dell'elemento diagonale in direzione OOP:

$$I_{eq} = 1,644 \left(\frac{L_{diag}}{h_{inf}}\right)^3 I_{inf}$$

## 4.2.2 Dominio di Resistenza e Collocazione delle Fibre

Il dominio di interazione tra la resistenza assiale *nel piano* e il momento flettente *fuori piano* si basa su una relazione esponenziale alla 3/2, definita dalla seguente espressione:

$$\left(\frac{P_{IP}}{P_{IP0}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{M_{OOP}}{M_{OOP0}}\right)^{\frac{3}{2}} = 1$$

Dove  $P_{IP}$  rappresenta la resistenza assiale in presenza di uno sforzo applicato *fuori piano* (OOP), mentre  $P_{IP0}$  è la resistenza assiale in assenza di forze *fuori piano* (discorso analogo per  $M_{OOP}$  e  $M_{OOP0}$ ).

I punti della curva sono ottenuti dall'analisi di un modello ad elementi finiti di un pannello. Il diagramma di interazione deve essere discretizzato in N coppie, dove  $2(N-1)$  è il numero totale di fibre nella sezione (N-1 fibre su ciascun lato).

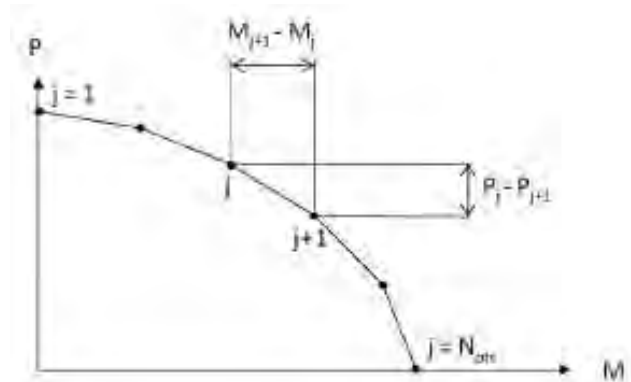


Figura 62 - Curva di Interazione.

Noto il dominio di resistenza, la distanza dell'i-esima fibra dall'asse della biella sarà data da:

$$z_i = \frac{M_{i-1} - M_i}{P_i - P_{i-1}}$$

Dove ovviamente  $M$  rappresenta il momento flettente *fuori piano* e  $P$  il carico assiale.

L'area di ciascuna fibra è calcolata imponendo sia che la somma delle aree di tutte le fibre sia pari all'area equivalente dell'elemento, sia che la somma dei momenti d'inerzia delle fibre sia pari al momento d'inerzia equivalente. Il sistema che si ottiene è il seguente:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^{2(N-1)} A_i = A_{eq} \\ \sum_{i=1}^{2(N-1)} A_i z_i^2 = I_{eq} \end{array} \right\}$$

Tuttavia, essendo già nota la collocazione  $z_i$  di ciascuna fibra, il sistema si riduce alla seguente equazione:

$$A_i = y|z_i|^\eta$$

Dove l'esponente  $\eta$  deriva proprio dal sistema precedente.

Ora si calcolano la tensione e la deformazione di snervamento per ciascuna fibra:

$$f_{yi} = \frac{F_{yi}}{A_i} \quad \text{con } F_{yi} = \frac{P_i - P_{i+1}}{2}$$

$$\varepsilon_{yi} = \frac{f_{yi}}{E_m}$$

Nella seguente tabella sono riportate le caratteristiche di ciascuna fibra, secondo il suddetto criterio, distinguendo tra muratura spessa (tipo *Padova*) e muratura sottile (tipo *Pavia*):

Tabella 14 - Caratteristiche delle Fibre.

CARATTERISTICHE DELLE FIBRE					
Tamponamenti tipo <i>Padova</i>			Tamponamenti tipo <i>Pavia</i>		
$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	$F_{yi}$ [MPa]	$z_i$ [mm]	$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	$F_{yi}$ [MPa]	$z_i$ [mm]
14036,249	0,88842867	1684,7656	7395,6713	0,82429110	706,28689
14146,063	1,6909145	878,32630	7111,7561	1,6442391	368,21166
14204,637	2,3785830	621,81998	6965,6665	2,3712118	260,67916
14259,696	3,2738932	450,02679	6831,6142	3,3406886	188,66008
14370,339	6,1982826	235,87111	6571,4622	6,6261452	98,881807
14370,339	6,1982826	-235,87111	6571,4622	6,6261452	-98,881807
14259,696	3,2738932	-450,02679	6831,6142	3,3406886	-188,66008
14204,637	2,3785830	-621,81998	6965,6665	2,3712118	-260,67916
14146,063	1,6909145	-878,32630	7111,7561	1,6442391	-368,21166
14036,249	0,88842867	-1684,7656	7395,6713	0,82429110	-706,28689

### 4.2.3 Algoritmo di Rimozione Automatica

La rimozione di una tamponatura che abbia raggiunto il proprio limite di resistenza avviene per mezzo di una procedura sviluppata dagli stesso *Mosalam & Gunay* in *OpenSees*, che prende il nome di "*Element Removal*". Il modulo permette, durante una qualsiasi analisi, di verificare il progressivo stato di sollecitazione di ciascun tamponamento. Il criterio di rimozione consiste nel verificare l'interazione tra spostamento *nel piano* e *fuori piano* della biella equivalente: il primo rappresenta lo spostamento orizzontale relativo tra il nodo iniziale e quello finale dell'elemento diagonale, mentre il secondo fa riferimento alla distanza del nodo centrale (corrispondente al centro di massa) rispetto alla corda che unisce i nodi di estremità dell'elemento. Le capacità relative di spostamento *nel piano* e *fuori piano* sono analoghe

alla relazione P-M già descritta, dunque con legge esponenziale alla 2/3. Durante l'analisi non lineare, non appena la combinazione dei due spostamenti oltrepassa la curva di interazione, i due elementi *BeamWithHinges* e il nodo centrale vengono rimossi.

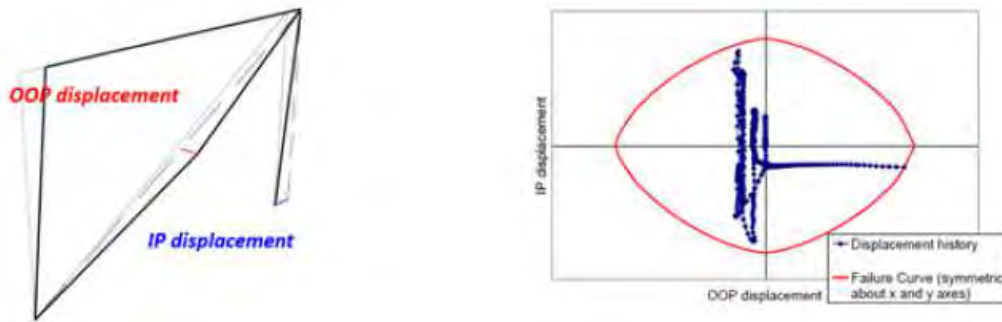


Figura 63 - Dominio di Interazione IP-OOP del Tamponamento.

Per quanto riguarda l'implementazione in *OpenSees*, l'unico comando *tcl* necessario per la rimozione del pannello è il *recorder Collapse*, da definirsi per ciascun elemento di ogni tamponamento:

```
recorder Collapse -ele $ele1 -time -crit INFILLWALL -file $filename -file_infill
$filenameinf -global_gravaxis $globgrav -checknodes $nodebot $nodemid $nodetop
recorder Collapse -ele $ele2 -time -crit INFILLWALL -file_infill $filenameinf
-global_gravaxis $globgrav -checknodes $nodebot $nodemid $nodetop
recorder Collapse -ele $ele1 $ele2 -node $nodemid
```

### 4.3 Calibrazione del Modello

Il modello originale prevedeva una relazione elastoplastica per il materiale associato alle fibre del pannello: una volta che le fibre raggiungono le condizioni di plasticità, il pannello mantiene costante la capacità di carico incrementando lo spostamento fino a rimozione. Tale relazione è stata modificata introducendo un ramo di *softening* post critico, in modo da simulare il degrado del pannello una volta raggiunte le condizioni di picco.

In una prima fase il modello è stato calibrato senza l'algoritmo di rimozione. Le condizioni di plasticizzazione, rappresentate dal dominio  $P_{IP} - M_{OOP}$ , sono state calibrate spingendo la struttura nelle direzioni *nel piano* e *fuori piano*. I punti  $P_{IP0}$ , rappresentante lo sforzo assiale limite per pure sforzo *nel piano*, e  $M_{OOP0}$ , rappresentante il momento limite per pure sforzo *fuori piano*, sono stati calcolati secondo l'Eurocodice. In particolare il termine  $P_{IP0}$ , posto uguale alla forza normale alla biella che provoca la rottura a taglio del muro, è calcolato come:

$$P_{IP0} = \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_M \cos\theta}$$

Dove  $f_{vk}$  rappresenta la resistenza a taglio caratteristica della muratura,  $t$  lo spessore della muratura,  $l_c$  la lunghezza della parte compressa della parete,  $\gamma_M$  il fattore di sicurezza del materiale (posto in questo caso uguale a 1) e  $\theta$  l'angolo tra la biella e la direzione orizzontale.

La resistenza a flessione *fuori piano* è espressa invece come:

$$M_{OOP0} = \frac{q_{lat} h_{inf}^2 l_{inf}}{8}$$

Dove  $l_{inf}$  è la lunghezza orizzontale del pannello,  $h_{inf}$  l'altezza del pannello e  $q_{lat}$  il carico limite per unità di lunghezza valutato come:

$$q_{lat} = \frac{f_k}{\gamma_M} \left[ \frac{t}{h_{inf}} \right]^2$$

Con  $f_k$  che rappresenta la resistenza caratteristica a compressione della muratura.

Il dominio di rimozione nello spostamento è stato implementato considerando una curva di potenza (Mosalam & Günay, 2014) ricavando gli spostamenti limite dai risultati sperimentali.

La calibrazione del modello è stata fatta sui risultati provenienti dalle campagne sperimentali di *Pavia* (pannello sottile) e *Padova* (pannello spesso) descritte in precedenza.

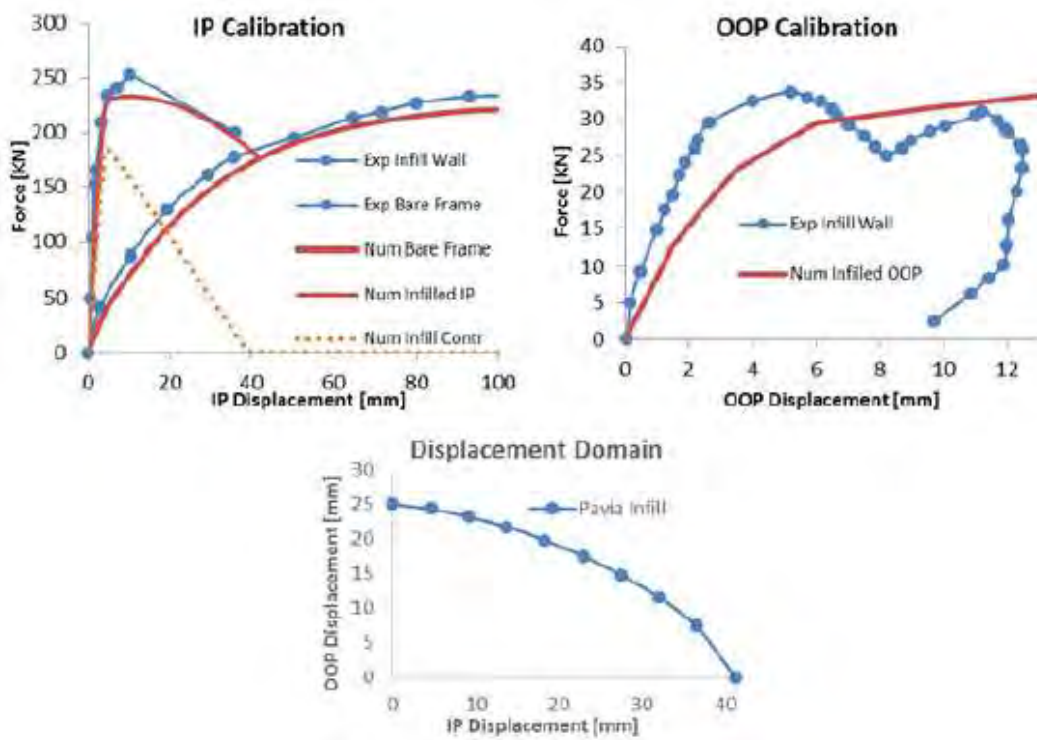


Figura 64 - Calibrazione del Modello sui Dati Sperimentali di Pavia.

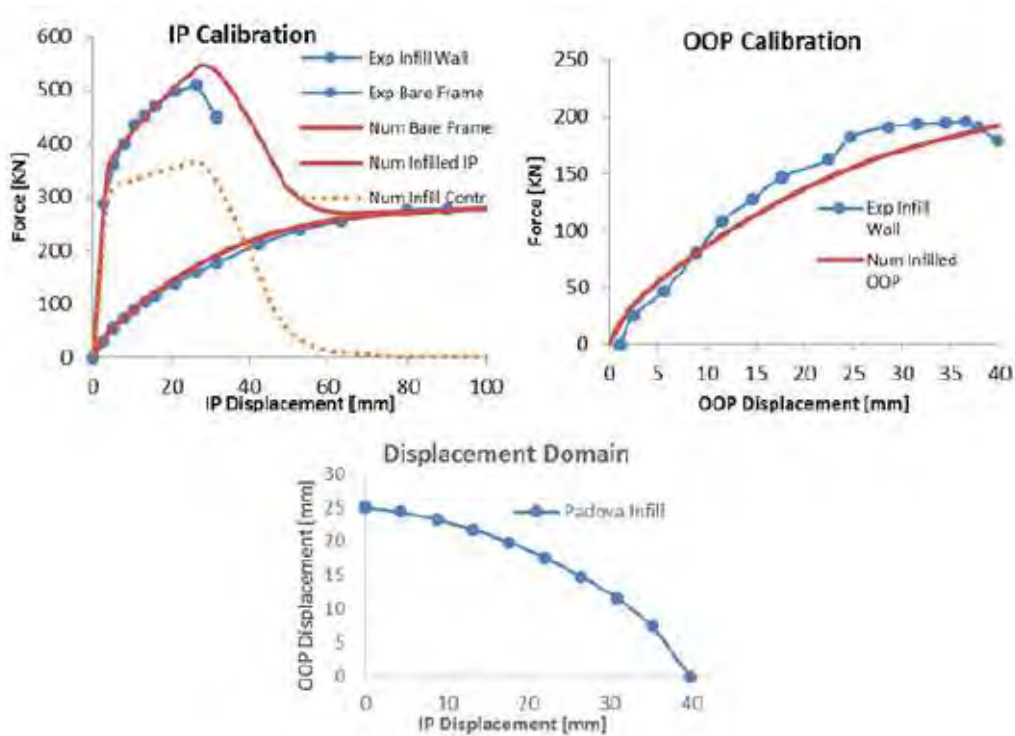


Figura 65 - Calibrazione del Modello sui Dati Sperimentali di Padova.

## 4.4 Limiti Prestazionali

Il modello agli elementi finiti è stato costruito in *OpenSees* a differenza delle fasi di pre-processamento e di post-processamento che vengono gestite per mezzo di codici *Matlab*. La fase di pre-processamento comprende la gestione dei dati iniziali nonché la risoluzione dell'equazione non lineare per delineare la sezione a fibre del pannello. La fase di post-processamento gestisce le prestazioni della struttura rappresentate dagli Stati Limite di Servizio (SLS) e dagli Stati Limite Ultimi (ULS) qui riportati, nonché gli output di tipo grafico correlati alla distribuzione delle forze di taglio, degli spostamenti e dei *drift* lungo il profilo dell'edificio.

Sono stati individuati i seguenti livelli prestazionali, differenziati tra telaio e pannello:

Tabella 15 - Livelli Prestazionali Individuati.

<b>Performance Level</b>	<b>SLE</b>	<b>SLU</b>
<b>Pannello</b>	$F_{y,inf}$	$\Delta_{u,inf}$
<b>Telaio</b>	$M_{y,col}$	$\min\{V_{R,c}; V_{R,b}; \theta_u; \Delta_u\}$

- $F_{y,inf}$  : forza limite elastica del pannello, dove avviene lo snervamento di quest'ultimo. Il controllo viene fatto sulla capacità di carico massima del pannello.
- $\Delta_{u,inf}$  : spostamento ultimo del pannello. Il controllo viene fatto sulla rimozione di quest'ultimo, pertanto è funzione del dominio di spostamento.
- $M_{y,col}$  : momento limite elastico delle colonne, dove avviene lo snervamento del telaio. Tale valore limite viene ricavato mediante un'analisi momento-curvatura della sezione che segna l'uscita dal comportamento elastico della sezione per entrare in campo plastico.
- $\theta_u$  : rotazione ultima dei nodi del telaio, calcolata secondo le Norme Tecniche del 2008 al §8.7.2.5 – *Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato*.
- $V_{R,c}$  e  $V_{R,b}$  : resistenza a taglio rispettivamente delle colonne e delle travi valutata secondo le Norme Tecniche del 2008 al §4.1.2.1.3.2 – *Elementi con armature trasversali resistenti al taglio*.
- $\Delta_u$  : spostamento ultimo del telaio che garantisce l'equilibrio strutturale.

Lo stato limite ultimo che governa la rottura è inevitabilmente il primo che si verifica tra quelli sopra descritti.



## 5. ANALISI STATICA NON LINEARE CON INTERAZIONE IP/OOP

L'*analisi statica non lineare (pushover)* è un metodo proposto dalla normativa sismica al fine di calcolare gli effetti delle azioni sismiche su sistemi dissipativi, caratterizzati da un comportamento elasto-plastico. Il metodo consiste nell'applicare alcune distribuzioni di forze (statiche) via via crescenti sulla struttura, per studiarne la risposta in termini elasto-plastici, fino al collasso globale o locale. Tale risposta pertanto deve tener conto sia degli effetti di non linearità del materiale (formazione di cerniere plastiche, snervamento di elementi in trazione, svergolamento di elementi compressi), sia degli effetti del secondo ordine, ossia non linearità di tipo geometrico. La forzante esterna può anche essere costituita da un profilo di spostamenti prestabilito, applicato in modo incrementale monotono fino al raggiungimento del parametro limite di deformazione.

La *curva prestazionale (o curva di capacità)* della pushover nel piano forza-spostamento rappresenta la relazione tra il taglio alla base ( $F$ ) e lo spostamento in sommità ( $D$ ) e consente di valutare il livello di danneggiamento progressivo della struttura in esame, oltre che di conoscere immediatamente il taglio agente. La curva mostra un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che s'incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare.

La curva prestazionale definisce la capacità di una struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica e quindi descrive delle caratteristiche intrinseche del sistema resistente: in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura. Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento, il comportamento di un sistema qualunque viene così ricondotto a quello dell'oscillatore semplice equivalente.

In questo capitolo sono presentati i risultati delle analisi statiche non lineari (pushover) sul modello esistente, con l'individuazione dei livelli prestazionali, dei valori di spostamento/drift e del danneggiamento del pannello.

## 5.1 Valutazione delle Forze Agenti Fuori Piano

L'analisi pushover vera e propria consiste nell'assegnazione di un *pattern* di carico sia *nel piano* che *fuori piano*. In particolare, la forza *fuori piano* agente sui pannelli è costante, poiché deriva dallo schema statico adottato (biella in doppio appoggio), ed è pari a:

$$F_{OOP} = \frac{4M_{OOP}}{L_{inf}}$$

Dove il momento *fuori piano*  $M_{OOP}$  è assunto come percentuale del momento resistente ultimo  $M_{OOP0}$ , secondo un coefficiente (*OOPforceRate*) assegnato dall'utente tramite un *prompt* di comando iniziale. La forza risultante viene applicata al centro di massa di ciascun pannello (in direzione z) mediante 100 step di carico di ampiezza  $F_{OOP}/100$ .

Essendo possibile svolgere l'analisi per diversi valori della forza *fuori piano*, si fa riferimento alla formulazione proposta dalla normativa italiana per una stima più precisa del momento OOP da scegliere. Il momento agente *fuori piano* ( $M_{OOP}$ ) può essere valutato facendo riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008 - §7.2.3), dove si riporta:

*“Con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento possa provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alla loro connessione alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati”.*

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando ad essi una forza orizzontale  $F_a$ , definita come segue:

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a}$$

- $F_a$  è la forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole;
- $W_a$  è il peso dell'elemento;
- $q_a$  è il fattore di struttura dell'elemento (in assenza di analisi specifiche, esso assume i valori riportati nella *Tabella 7.2.1* delle NTC08), in questo caso assunto pari a 2;
- $S_a$  è l'accelerazione massima che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame e, in mancanza di analisi specifiche, può essere calcolata nel seguente modo:

$$S_a = \alpha S \left[ \frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

- $\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $\alpha_g$  (su sottosuolo di tipo A) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- $Z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale, misurata a partire dal piano di fondazione;
- $H$  è l'altezza della costruzione, misurata a partire dal piano di fondazione.

Il momento risultante agente sul pannello, considerando la forza applicata nel centro di massa, ossia a metà della diagonale equivalente, risulta massimo proprio in corrispondenza del punto di applicazione della forza e pari a:

$$M_a = \frac{F_a d}{4}$$

Dove  $d$  è la lunghezza della diagonale appunto.

Ai fini di una valutazione approssimativa dell'entità del momento agente, si possono adottare alcune semplificazioni, quali ad esempio:

- Considerare la categoria topografica  $T1$  ( $S_T = 1,0$ ), così risulta  $S = S_S$ ;
- Trascurare il periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale rispetto al periodo proprio della struttura ( $T_a/T_1 \approx 0$ );
- Assumere che la biella equivalente sia pari, in lunghezza, alla diagonale del pannello  $d = \sqrt{l^2 + h^2}$  e non alla distanza tra i nodi, come da modello;
- Considerare il coefficiente topografico  $S_S$  variabile tra il valore minimo  $S_S = 1$  (per sottosuolo di categoria A) e un valore massimo, assunto forfettariamente  $S_S = 1,5$ .

Le maggiori sollecitazioni si avrebbero considerando il piano in oggetto come il più alto dell'edificio, in modo da massimizzare, per ciascun caso, il coefficiente  $Z/H$ . Di seguito sono dunque riportati due tipi di risultati: nella prima riga (identificata con *max*) i valori massimi, ottenuti assumendo  $S_S = 1,5$  e  $Z \approx H$ , mentre, nelle righe successive e per ciascun piano, quelli derivanti dall'assunzione di un edificio a 5 piani con sottosuolo di

categoria A. Le espressioni dell'accelerazione massima  $S_a$  usate per ciascuno dei due casi risultano essere:

- Caso Tradizionale: 
$$S_a = \alpha \left[ \frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{2} - 0,5 \right]$$

- Caso Massimizzante: 
$$S_a \cong \alpha \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 3,75 \alpha$$

Di seguito si riportano i diversi risultati per le due tipologie di tamponamento (Padova e Pavia).

Tabella 16 - Risultati per Tamponamento Tipo Padova.

PADOVA										
Accelerazione Massima al Suolo										
	0,05g	0,10g	0,15g	0,20g	0,25g	0,30g	0,35g	0,40g	0,45g	0,50g
Accelerazione Massima dell'Elemento Strutturale ( $S_a$ )										
<b>MAX</b>	0,188	0,375	0,563	0,750	0,938	1,125	1,313	1,500	1,688	1,875
<b>Piano 5</b>	0,118	0,235	0,353	0,470	0,588	0,705	0,823	0,940	1,058	1,175
<b>Piano 4</b>	0,103	0,205	0,308	0,410	0,513	0,615	0,718	0,820	0,923	1,025
<b>Piano 3</b>	0,088	0,175	0,265	0,350	0,438	0,525	0,613	0,700	0,788	0,875
<b>Piano 2</b>	0,073	0,145	0,218	0,290	0,363	0,435	0,508	0,580	0,653	0,725
<b>Piano 1</b>	0,058	0,115	0,173	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575
Forza Agente sull'Elemento Strutturale ( $F_a$ )										
<b>MAX</b>	4,64	9,28	13,92	18,56	23,20	27,84	32,48	37,12	41,76	46,4
<b>Piano 5</b>	2,91	5,81	8,72	11,63	14,54	17,44	20,35	23,26	26,17	29,07
<b>Piano 4</b>	2,54	5,07	7,61	10,15	12,68	15,22	17,75	20,29	22,83	25,36
<b>Piano 3</b>	2,17	4,33	6,50	8,66	10,83	12,99	15,16	17,32	19,49	21,65
<b>Piano 2</b>	1,79	3,59	5,38	7,18	8,97	10,76	12,56	14,35	16,15	17,94
<b>Piano 1</b>	1,42	2,85	4,27	5,69	7,11	8,54	9,96	11,38	12,81	14,23
Momento Agente Fuori Piano ( $M_{OOP}$ )										
<b>MAX</b>	5,71	11,42	17,13	22,84	28,56	34,27	39,98	45,69	51,40	57,11
<b>Piano 5</b>	3,58	7,16	10,74	14,32	17,90	21,47	25,05	28,63	32,21	35,79
<b>Piano 4</b>	3,12	6,24	9,37	12,49	15,61	18,73	21,85	24,98	28,10	31,22
<b>Piano 3</b>	2,67	5,33	8,00	10,66	13,33	15,99	18,66	21,32	23,99	26,65
<b>Piano 2</b>	2,21	4,42	6,63	8,83	11,04	13,25	15,46	17,67	19,88	22,08
<b>Piano 1</b>	1,75	3,50	5,25	7,01	8,76	10,51	12,26	14,01	15,76	17,51
Percentuale di Momento Agente Rispetto al Momento Resistente ( $OOPForceRate = M_{OOP}/M_{OOP0}$ )										
<b>MAX</b>	0,03	0,05	0,08	0,11	0,14	0,16	0,19	0,22	0,24	0,27
<b>Piano 5</b>	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,10	0,12	0,14	0,15	0,17
<b>Piano 4</b>	0,01	0,03	0,04	0,06	0,07	0,09	0,10	0,12	0,13	0,15
<b>Piano 3</b>	0,01	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09	0,10	0,11	0,13
<b>Piano 2</b>	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,11
<b>Piano 1</b>	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,08

Tabella 17 - Risultati per Tamponamento Tipo Pavia.

PAVIA										
Accelerazione Massima al Suolo										
0,05g	0,10g	0,15g	0,20g	0,25g	0,30g	0,35g	0,40g	0,45g	0,50g	
Accelerazione Massima dell'Elemento Strutturale (Sa)										
<b>MAX</b>	0,188	0,375	0,563	0,750	0,938	1,125	1,313	1,500	1,688	1,875
<b>Piano 5</b>	0,118	0,235	0,353	0,470	0,588	0,705	0,823	0,940	1,058	1,175
<b>Piano 4</b>	0,103	0,205	0,308	0,410	0,513	0,615	0,718	0,820	0,923	1,025
<b>Piano 3</b>	0,088	0,175	0,265	0,350	0,438	0,525	0,613	0,700	0,788	0,875
<b>Piano 2</b>	0,073	0,145	0,218	0,290	363,000	0,435	0,508	0,580	0,653	0,725
<b>Piano 1</b>	0,058	0,115	0,173	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575
Forza Agente sull'Elemento Strutturale (Fa)										
<b>MAX</b>	2,15	4,31	6,46	8,61	10,76	12,92	15,07	17,22	19,38	21,53
<b>Piano 5</b>	1,35	2,70	4,05	5,40	6,75	8,09	9,44	10,79	12,14	13,49
<b>Piano 4</b>	1,18	2,35	3,53	4,71	5,88	7,06	8,24	9,42	10,59	11,77
<b>Piano 3</b>	1,00	2,01	3,01	4,02	5,02	6,03	7,03	8,04	9,04	10,05
<b>Piano 2</b>	0,83	1,66	2,50	3,33	4,16	4,99	5,83	6,66	7,49	8,32
<b>Piano 1</b>	0,66	1,32	1,98	2,64	3,30	3,96	4,62	5,28	5,94	6,60
Momento Agente Fuori Piano (M <sub>OOP</sub> )										
<b>MAX</b>	2,69	5,37	8,06	10,75	13,44	16,12	18,81	21,50	24,19	26,87
<b>Piano 5</b>	1,68	3,37	5,05	6,74	8,42	10,10	11,79	13,47	15,16	16,84
<b>Piano 4</b>	1,47	2,94	4,41	5,88	7,35	8,81	10,28	11,75	13,22	14,69
<b>Piano 3</b>	1,25	2,51	3,76	5,02	6,27	7,52	8,78	10,03	11,29	12,54
<b>Piano 2</b>	1,04	2,08	3,12	4,16	5,20	6,23	7,27	8,31	9,35	10,39
<b>Piano 1</b>	0,82	1,65	2,47	3,30	4,12	4,94	5,77	6,59	7,42	8,24
Percentuale di Momento Agente Rispetto al Momento Resistente (OOPForceRate = M <sub>OOP</sub> /M <sub>OOPd</sub> )										
<b>MAX</b>	0,06	0,12	0,19	0,25	0,31	0,37	0,44	0,50	0,56	0,62
<b>Piano 5</b>	0,04	0,08	0,12	0,16	0,20	0,23	0,27	0,31	0,35	0,39
<b>Piano 4</b>	0,03	0,07	0,10	0,14	0,17	0,20	0,24	0,27	0,31	0,34
<b>Piano 3</b>	0,03	0,06	0,09	0,12	0,15	0,17	0,20	0,23	0,26	0,29
<b>Piano 2</b>	0,02	0,05	0,07	0,10	0,12	0,14	0,17	0,19	0,22	0,24
<b>Piano 1</b>	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,11	0,13	0,15	0,17	0,19

Si può osservare come, per una muratura più spessa (*Padova*), si arrivi, per accelerazioni al suolo piuttosto elevate, quasi al 20% del momento resistente del pannello (27% nel caso massimizzato), mentre, per pannelli più sottili (*Pavia*), il momento sollecitante sia inferiore al 40% di quello resistente, con valore di picco al 62% per il caso più sfavorevole.

Sembra ragionevole dunque assumere per la muratura tipo *Padova* un momento massimo *fuori piano* entro il 30% del momento resistente totale, mentre per muratura tipo *Pavia* si può arrivare anche al 60% del momento ultimo. Per maggiore completezza

le analisi saranno svolte per valori crescenti della forzante *fuori piano*, sapendo comunque che, per valori superiori a quelli valutati, il risultato potrebbe essere poco aderente alla realtà, a causa dell'improvvisa rimozione di numerosi pannelli.

## **5.2 Risultati delle Analisi Statiche Non Lineari**

L'analisi pushover implementata nel codice *OpenSees* consiste in 3 fasi:

1. Creazione del modello e applicazione della gravità;
2. Applicazione di una forzante *fuori piano* (OOP) a seconda del coefficiente OOP-ForceRate stabilito;
3. Analisi pushover *nel piano* (IP) in controllo di spostamento, spingendo il punto di controllo fino al 4% dell'altezza totale della struttura.

L'analisi statica non lineare consente di rappresentare la curva forza-spostamento del telaio, individuando sia i punti di collasso dei tamponamenti, sia i vari tipi di rottura del telaio circostante. Si riportano di seguito i risultati più significativi distinti per dimensioni del telaio, tipologia di tamponamento, design sismico o tradizionale e per valori diversi di forzante *fuori piano*.

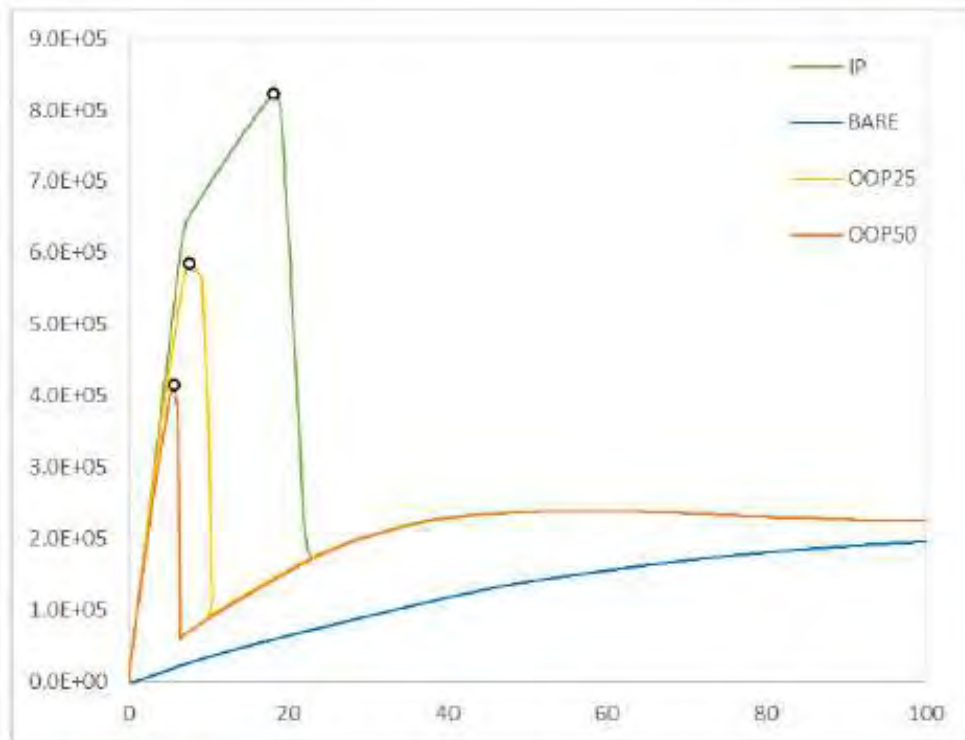
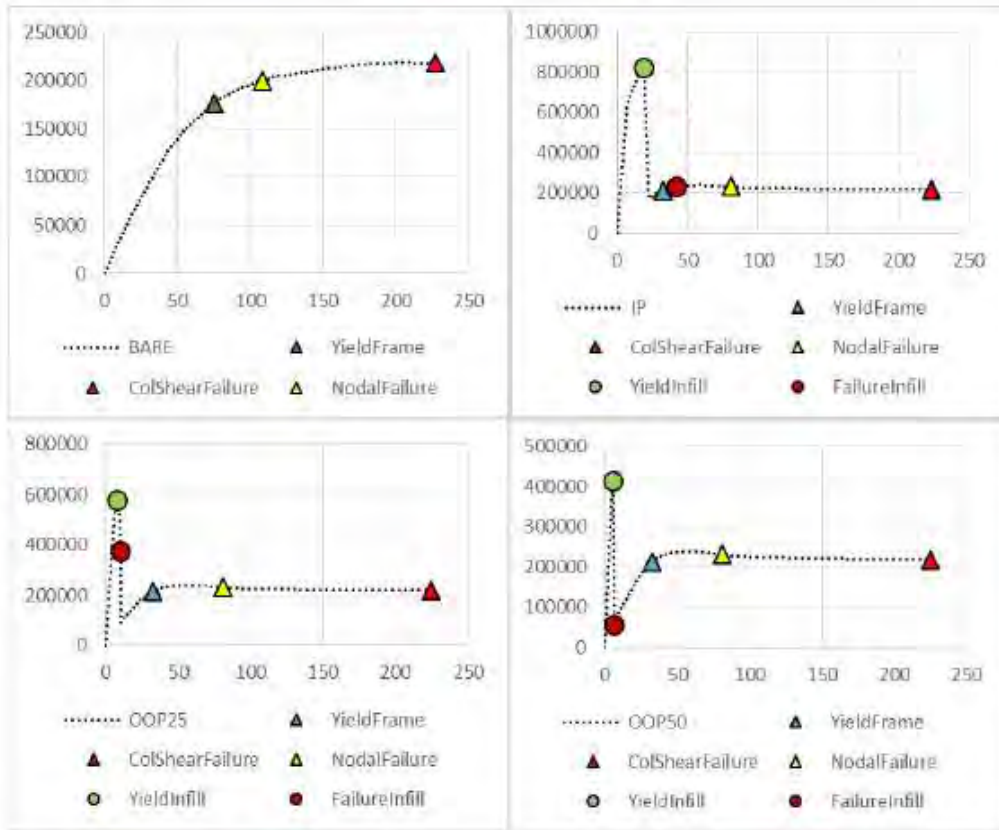
Per ciascuna tipologia di telaio si distinguono 2 tipi di tamponamento, 2 tipi di design progettuali e 4 possibili configurazioni (*IP bare*, *IP infilled*, *OOP 25%*, *OOP 50%*), per un totale di 16 combinazioni ognuno. I risultati sono poi confrontati tra le varie tipologie, evidenziando le relazioni tra design sismico e tradizionale, tra *Padova* e *Pavia*, tra telaio *Bare* ed *Infilled* e tra *IP* e *OOP*.

I seguenti grafici riportano in ascissa lo spostamento del nodo di controllo in sommità all'edificio in millimetri [mm], mentre in ordinata il taglio totale alla base, calcolato come somma dei vari contributi sui vari appoggi, espresso in Newton [N]. I primi grafici fanno riferimento alle 4 configurazioni coi relativi *Performance Level* (PL), come specificato nella legenda; successivamente è riportata un'immagine riepilogativa per il confronto tra le varie curve.

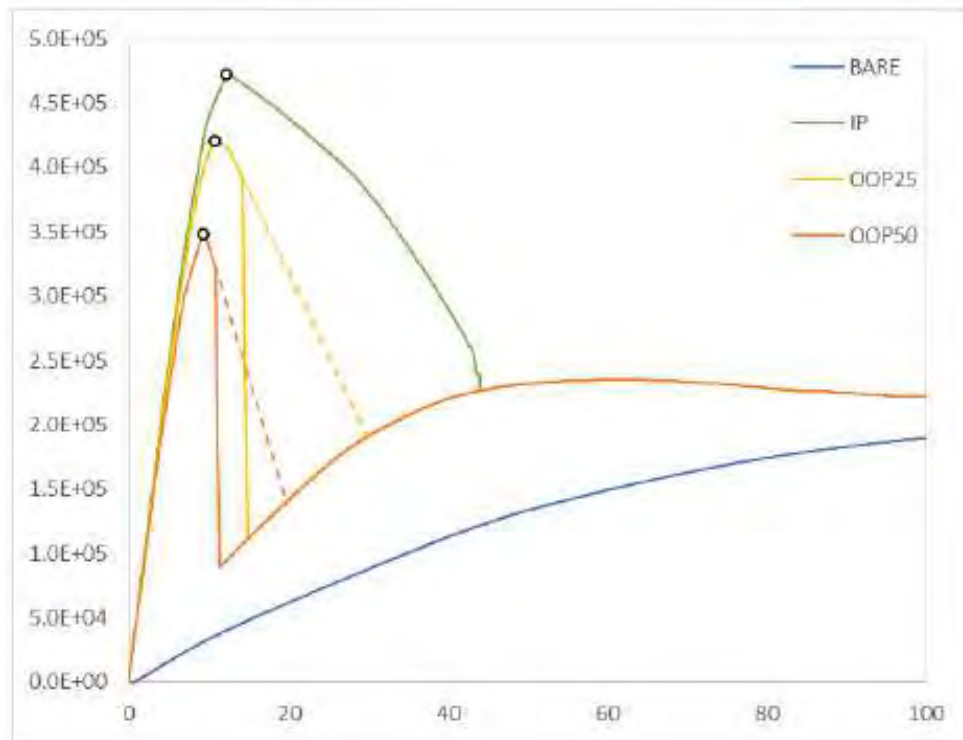
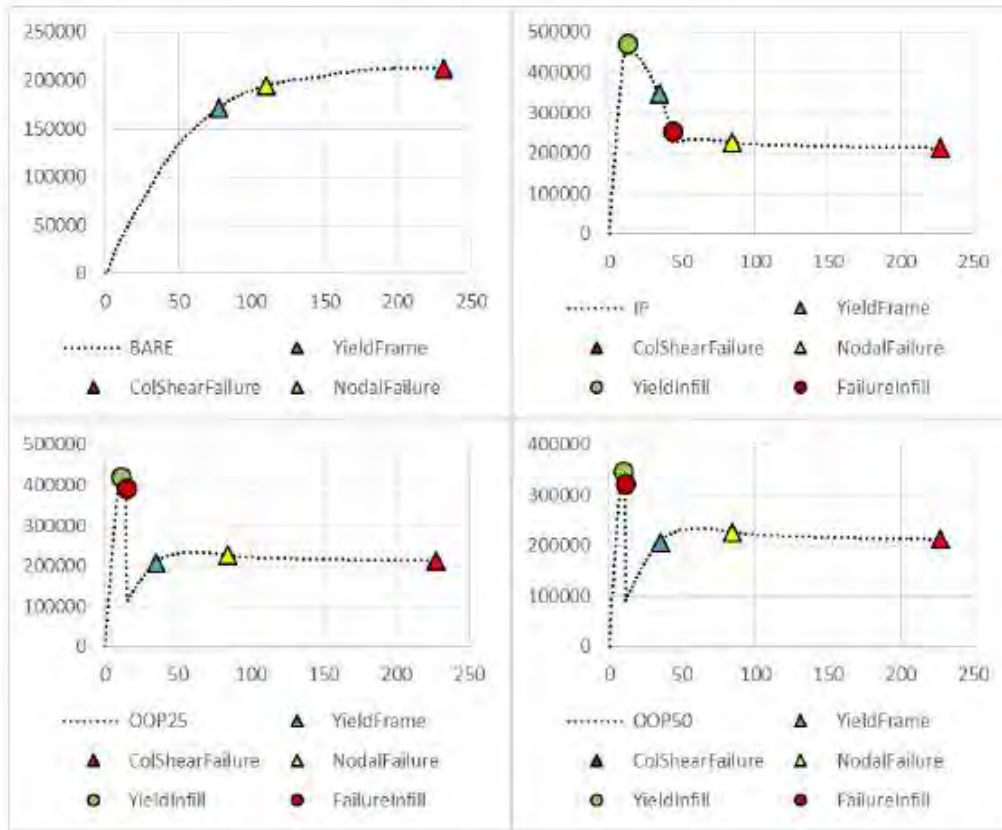
In alcuni casi si assiste ad un brusco tratto di caduta a picco del taglio resistente dovuto alla rottura improvvisa di più pannelli tramite l'algoritmo di rimozione. Graficamente tali curve sono state interpolate con linee tratteggiate tangenti per ottenere una descrizione più realistica del fenomeno.

In seguito sono invece proposti un riassunto dei vari grafici e un confronto tra i due design (sismico e tradizionale) e le due tipologie di tamponamento (*Padova* e *Pavia*) e infine il confronto tra telaio "nudo" e telaio tamponato con sollecitazione *nel piano* ai fini di alcune considerazioni conclusive.

Telaio 2x2 – Tamponatura tipo Padova – Design Sismico

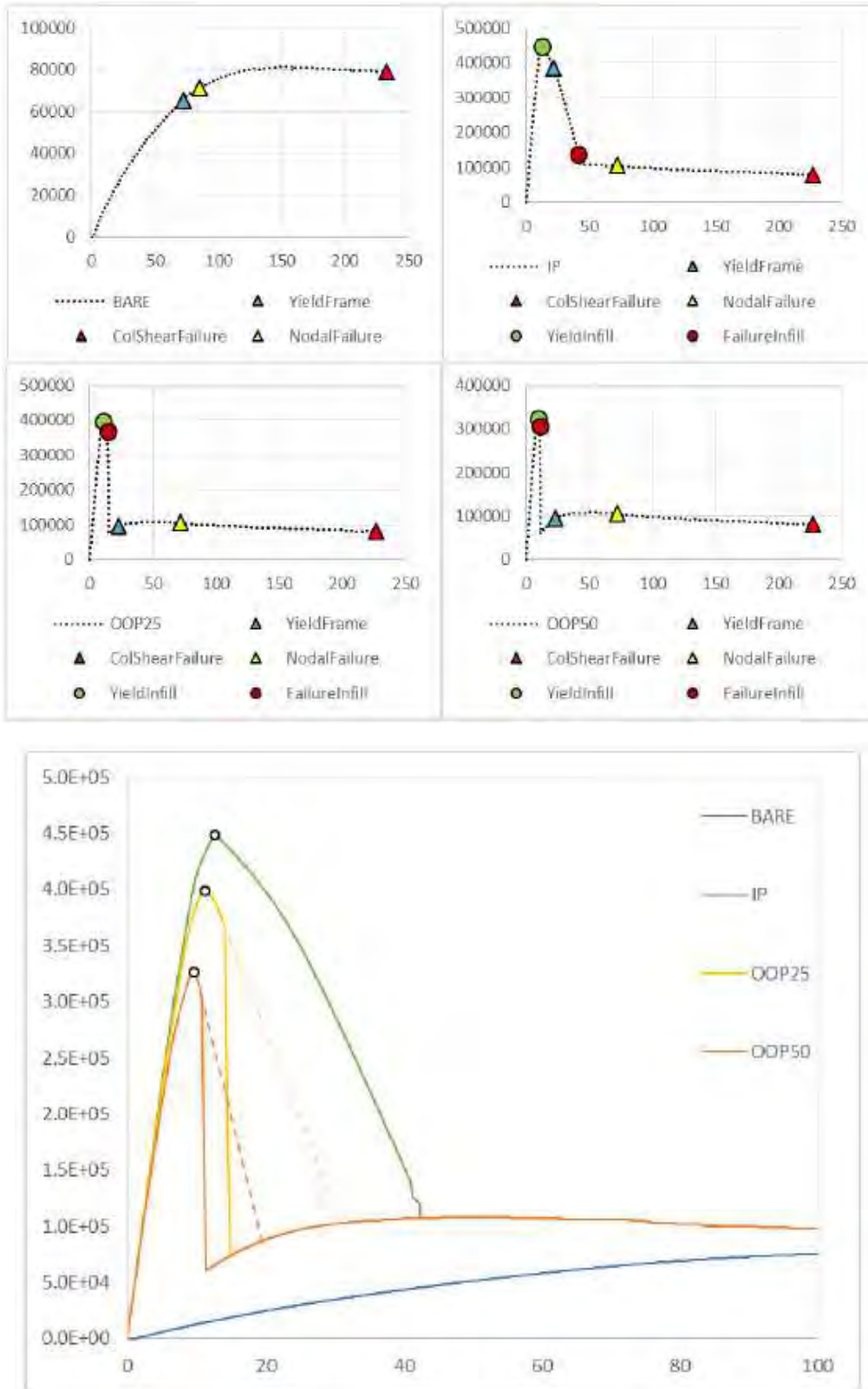


Telaio 2x2 – Tamponatura tipo *Pavia* – Design Sismico

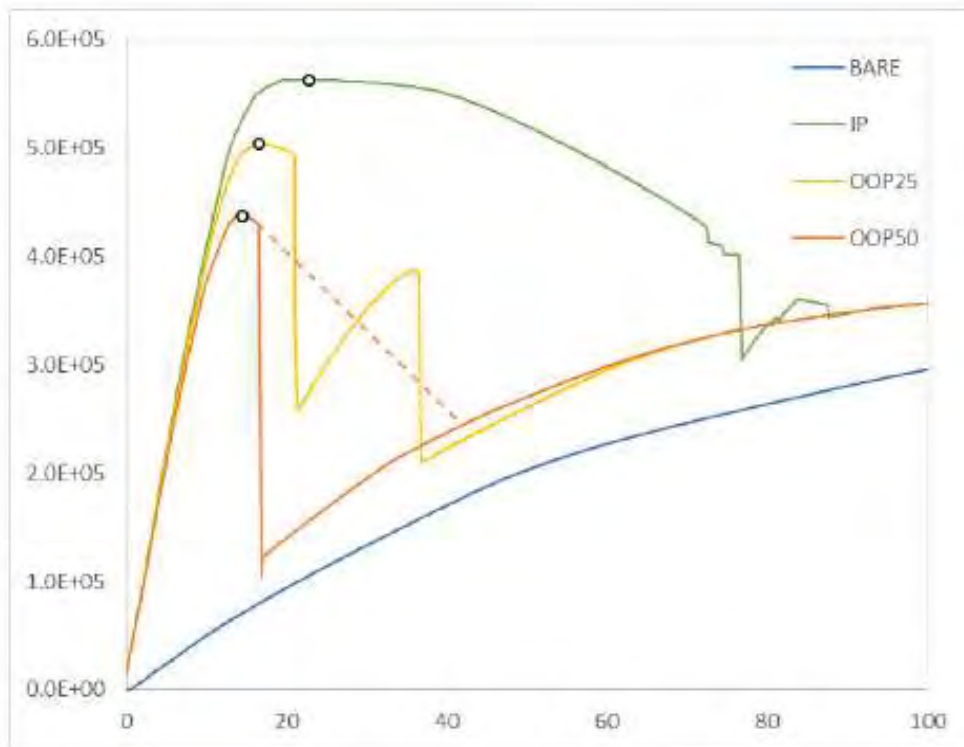
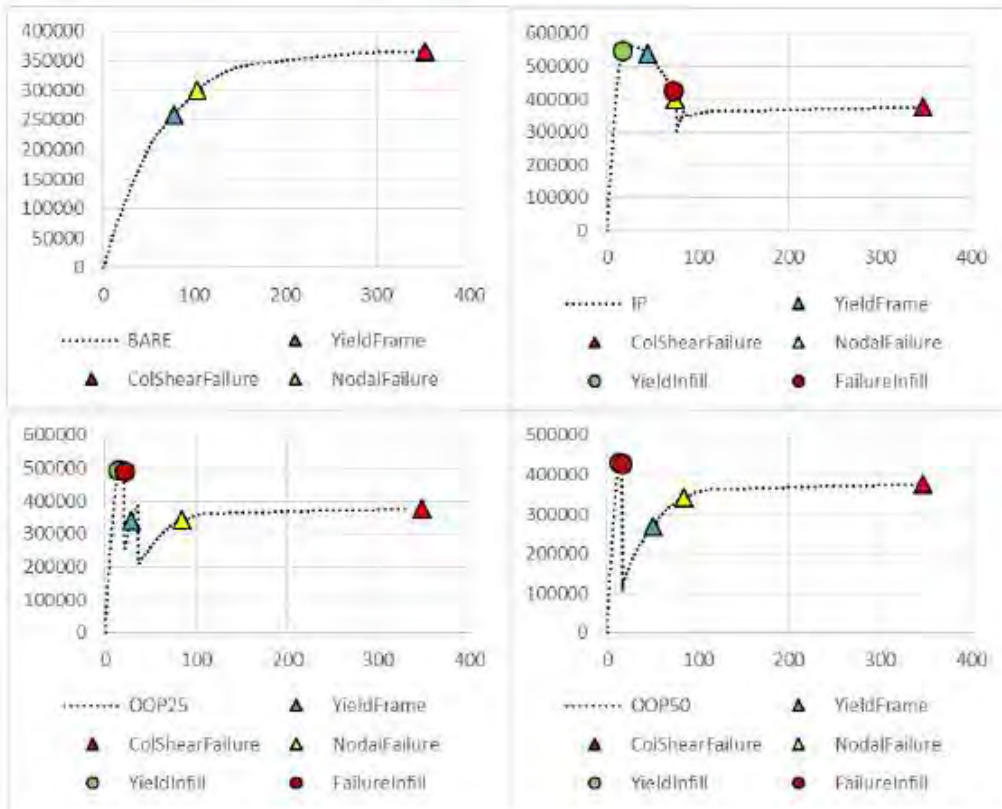




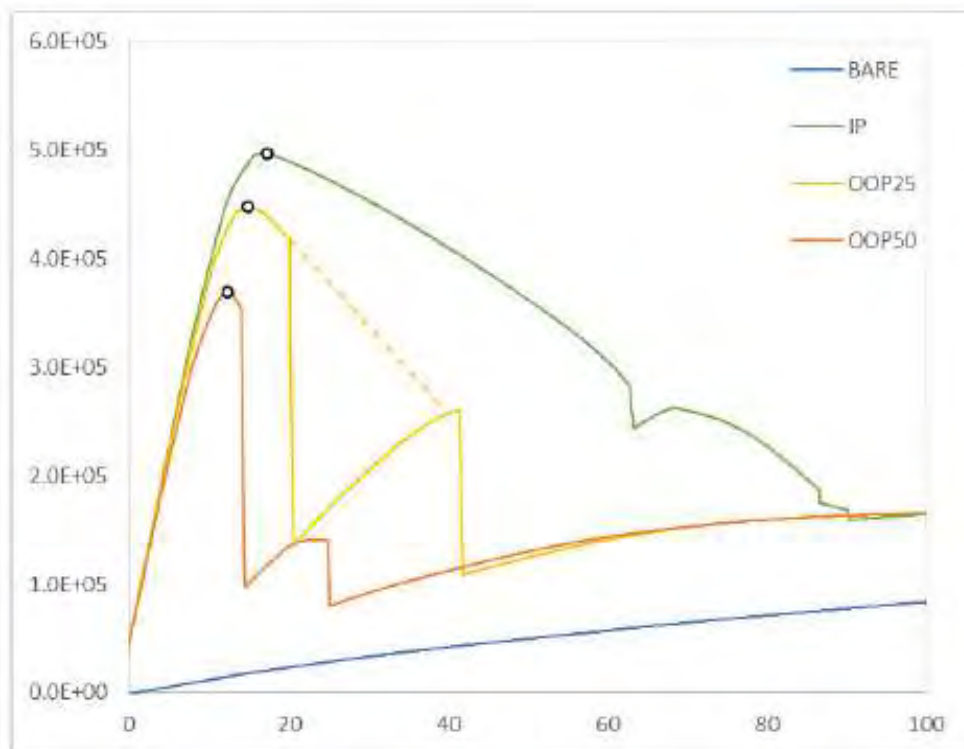
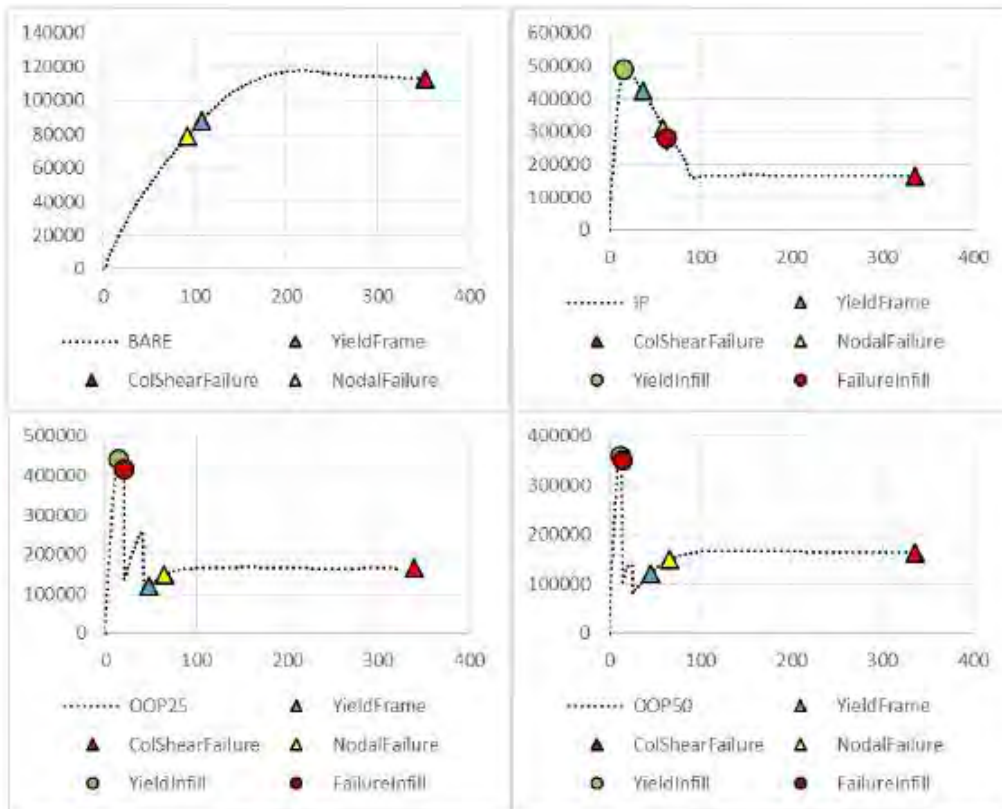
Telaio 2x2 – Tamponatura tipo Pavia – Design Tradizionale



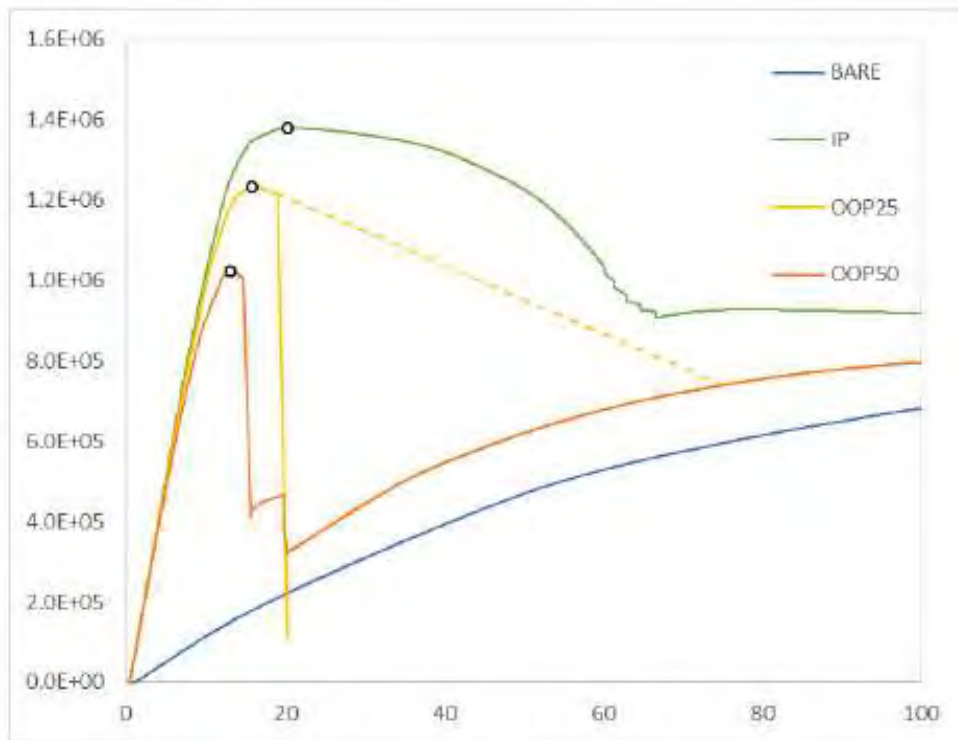
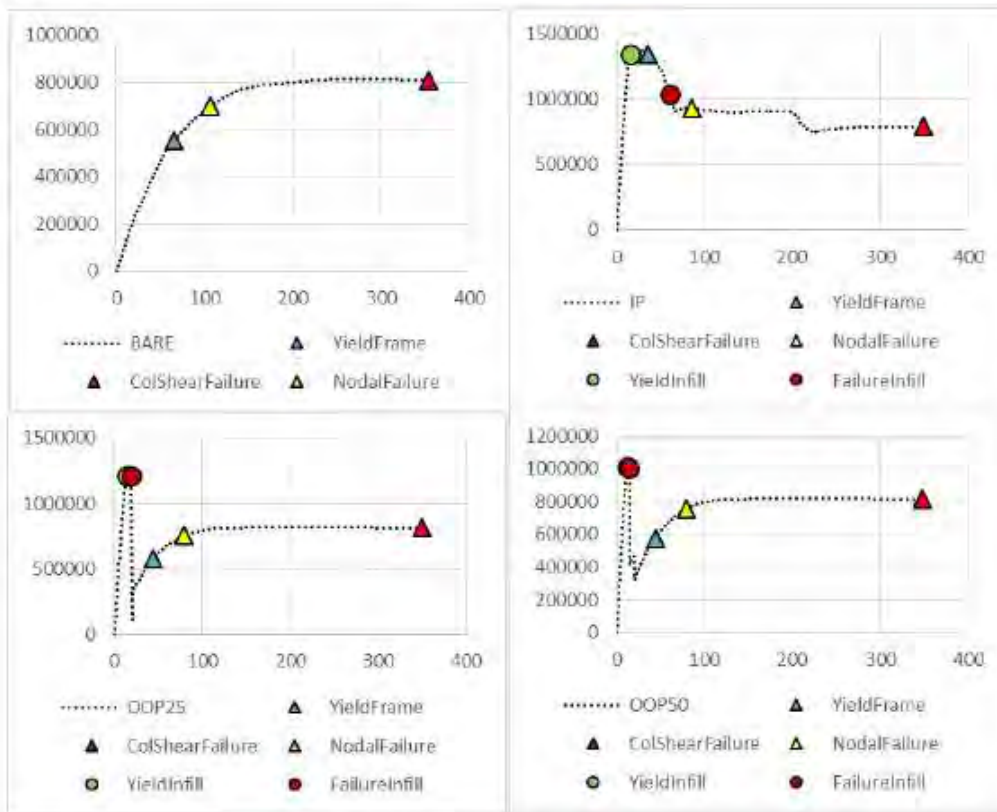
Telaio 2x3 – Tamponatura tipo *Pavia* – Design Sismico



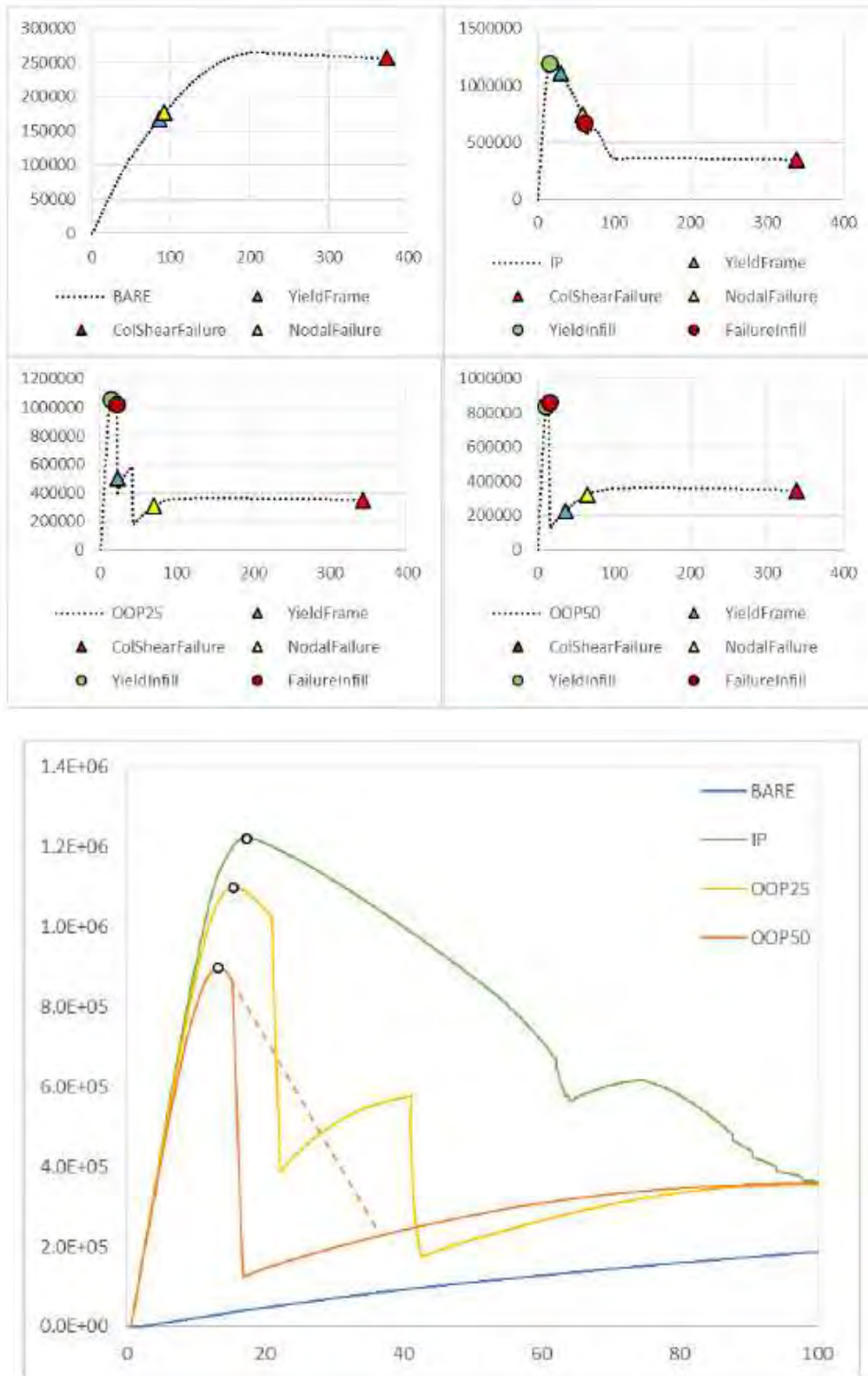
Telaio 2x3 – Tamponatura tipo *Pavia* – Design Tradizionale



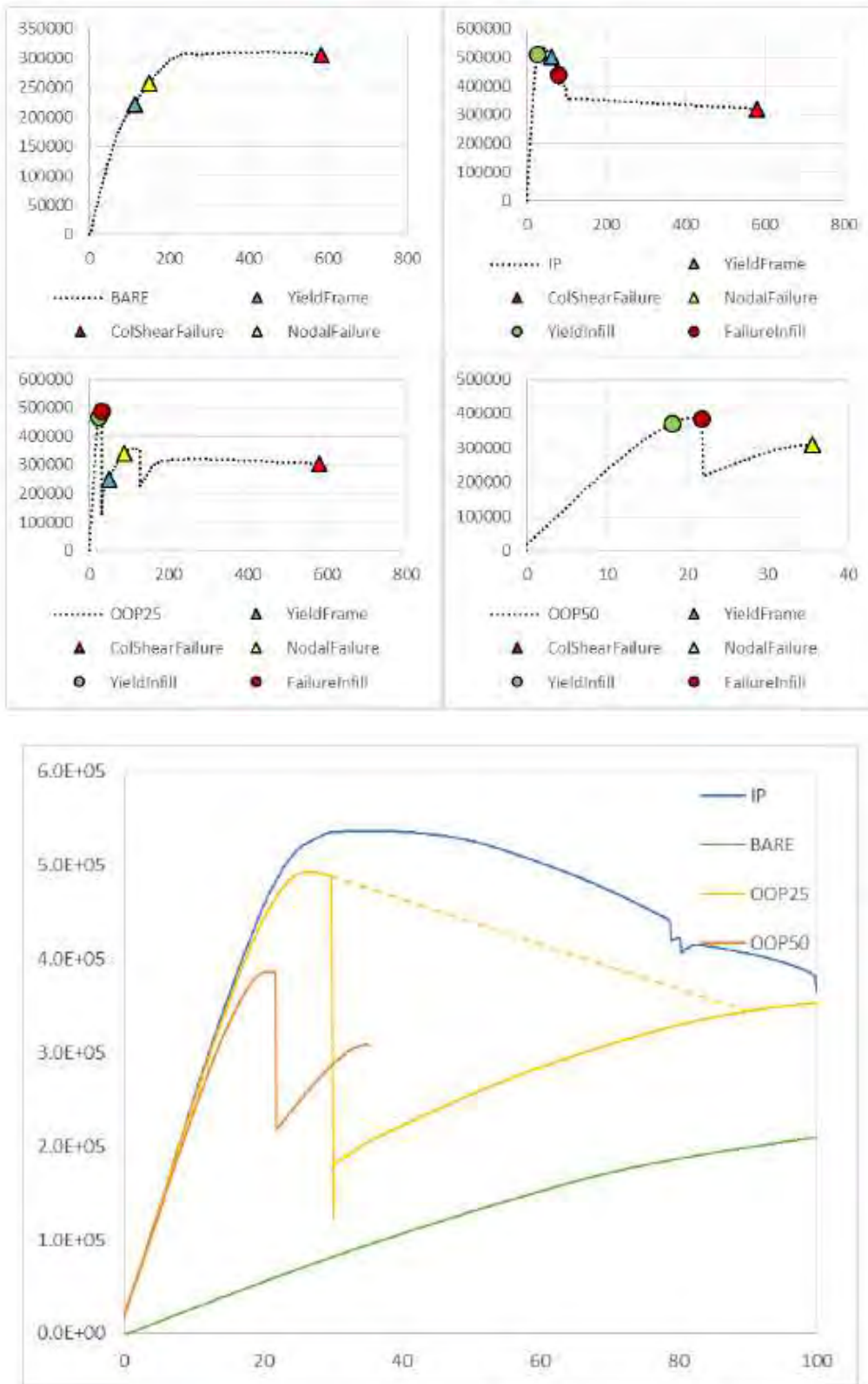
Telaio 5x3 – Tamponatura tipo *Pavia* – Design Sismico



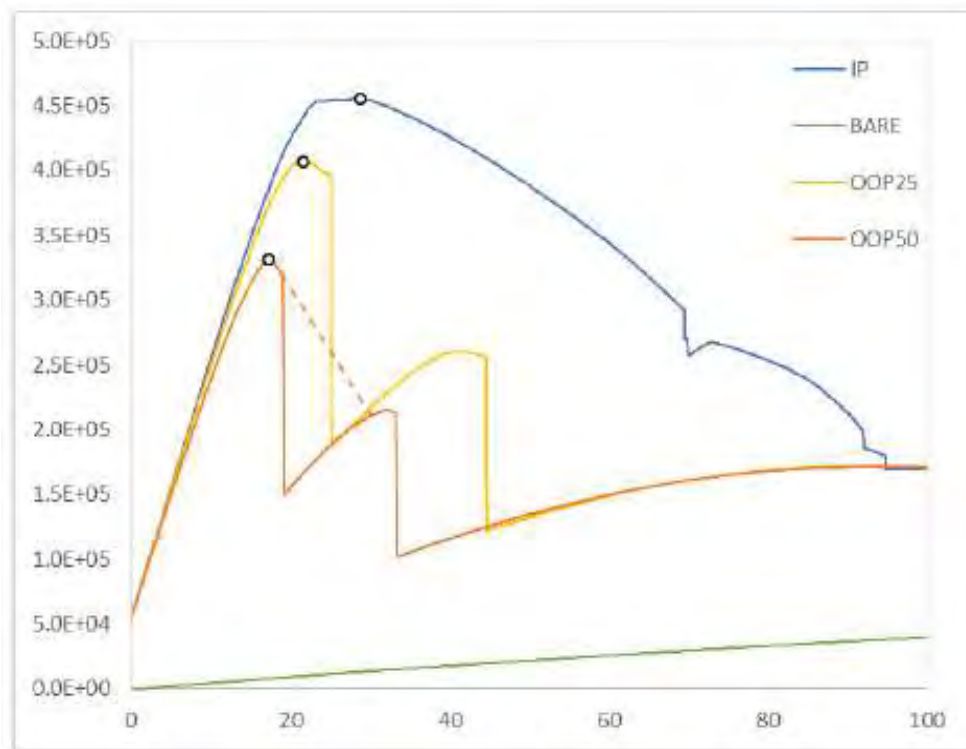
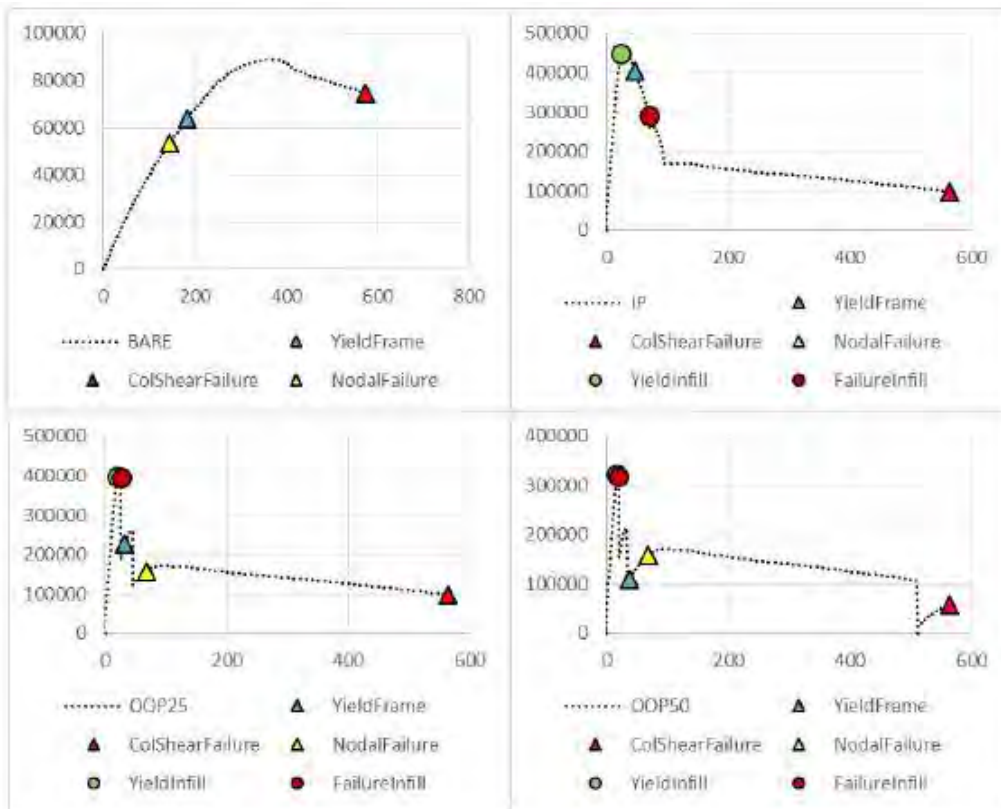
Telaio 5x3 – Tamponatura tipo Pavia – Design Tradizionale



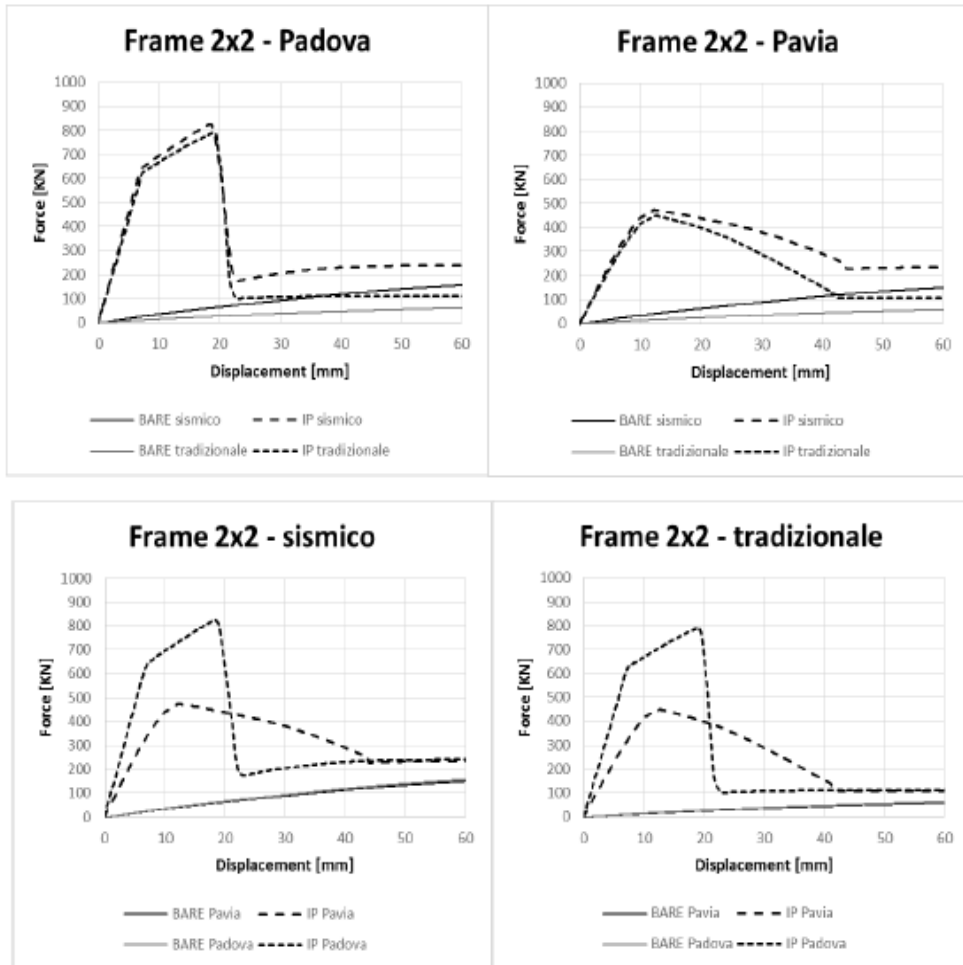
Telaio 2x5 – Tamponatura tipo Pavia – Design Sismico



Telaio 2x5 – Tamponatura tipo Pavia – Design Tradizionale

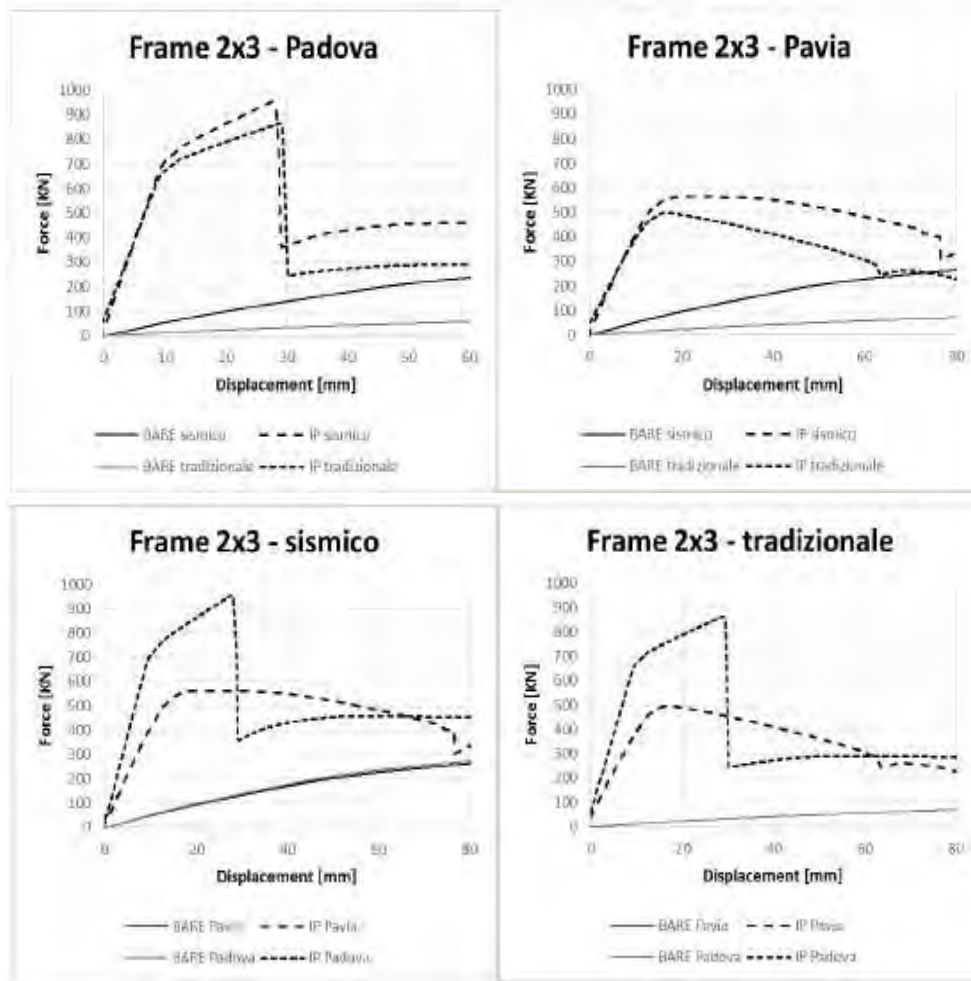


Telaio 2x2 – Confronto *Padova/Pavia* e Design Sismico/Tradizionale

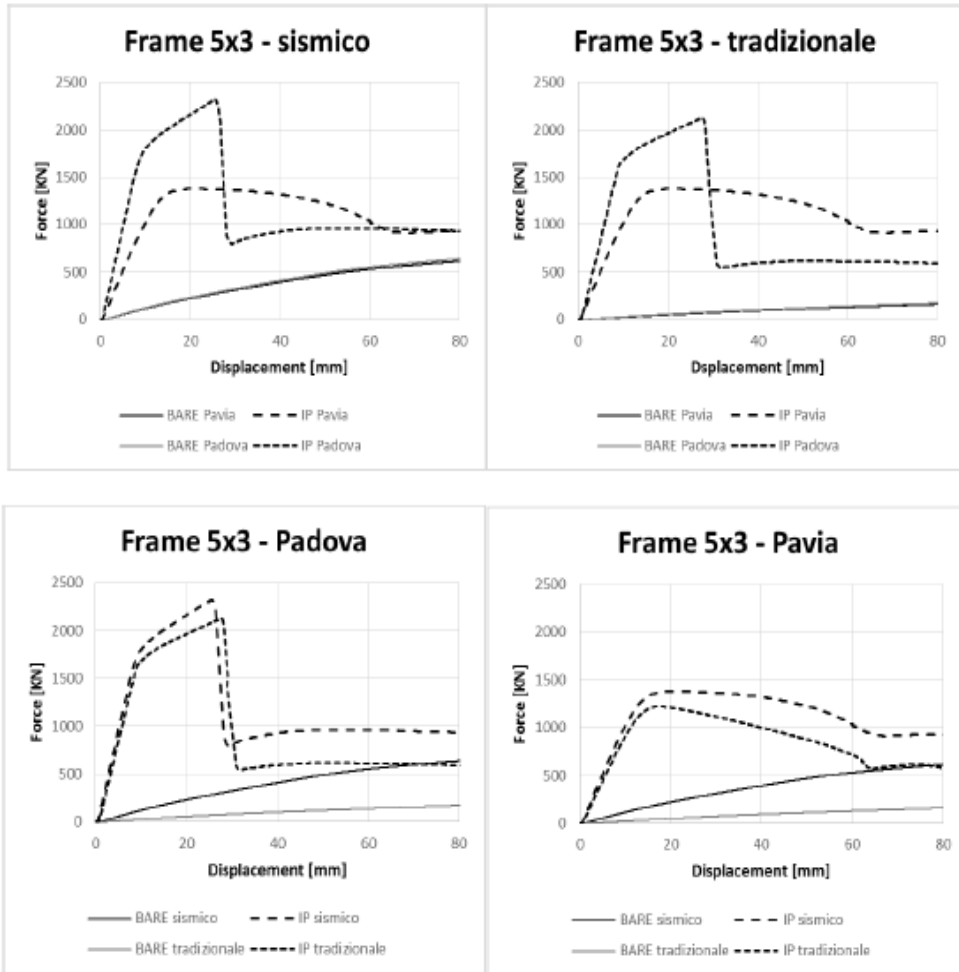


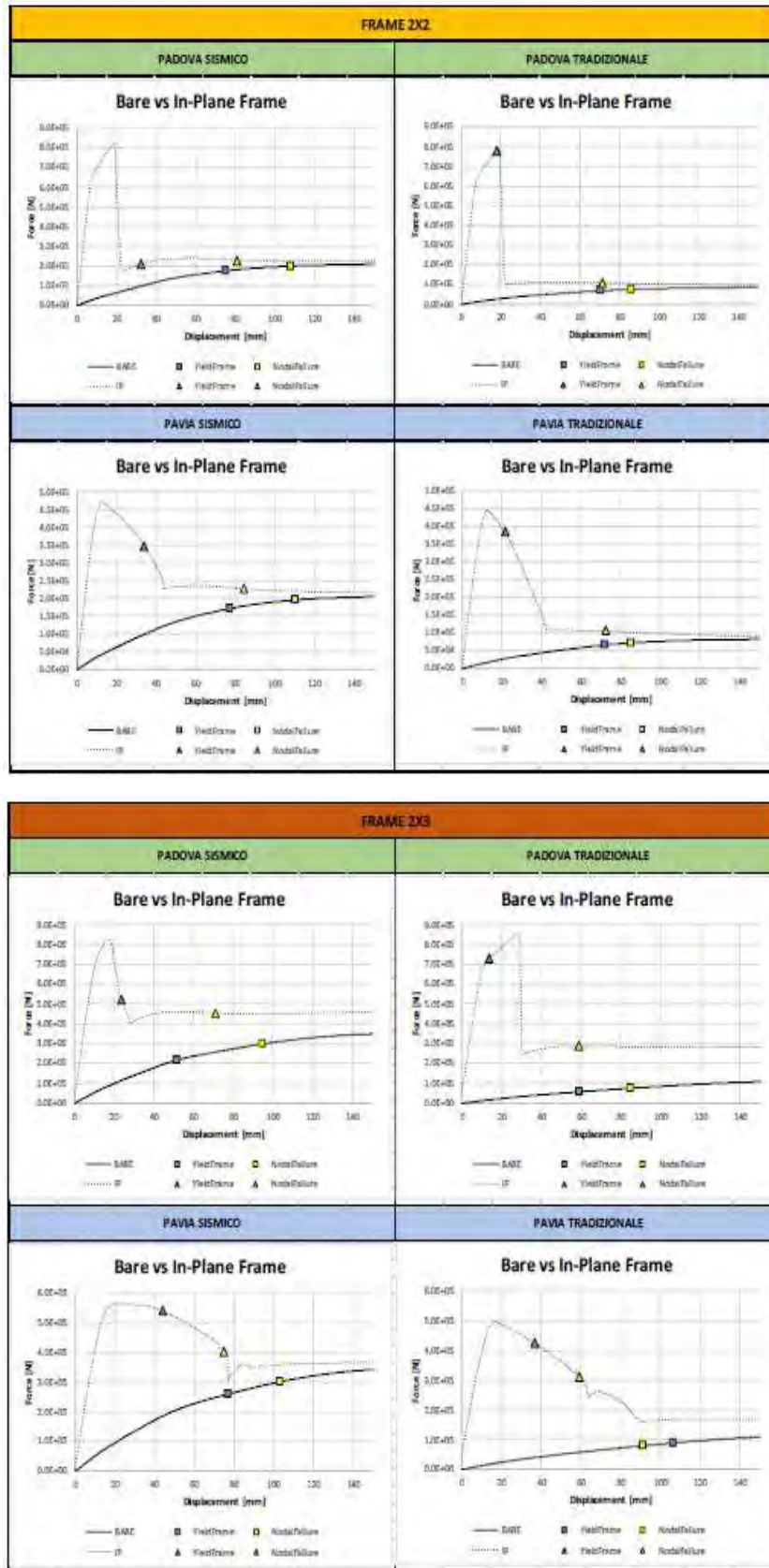


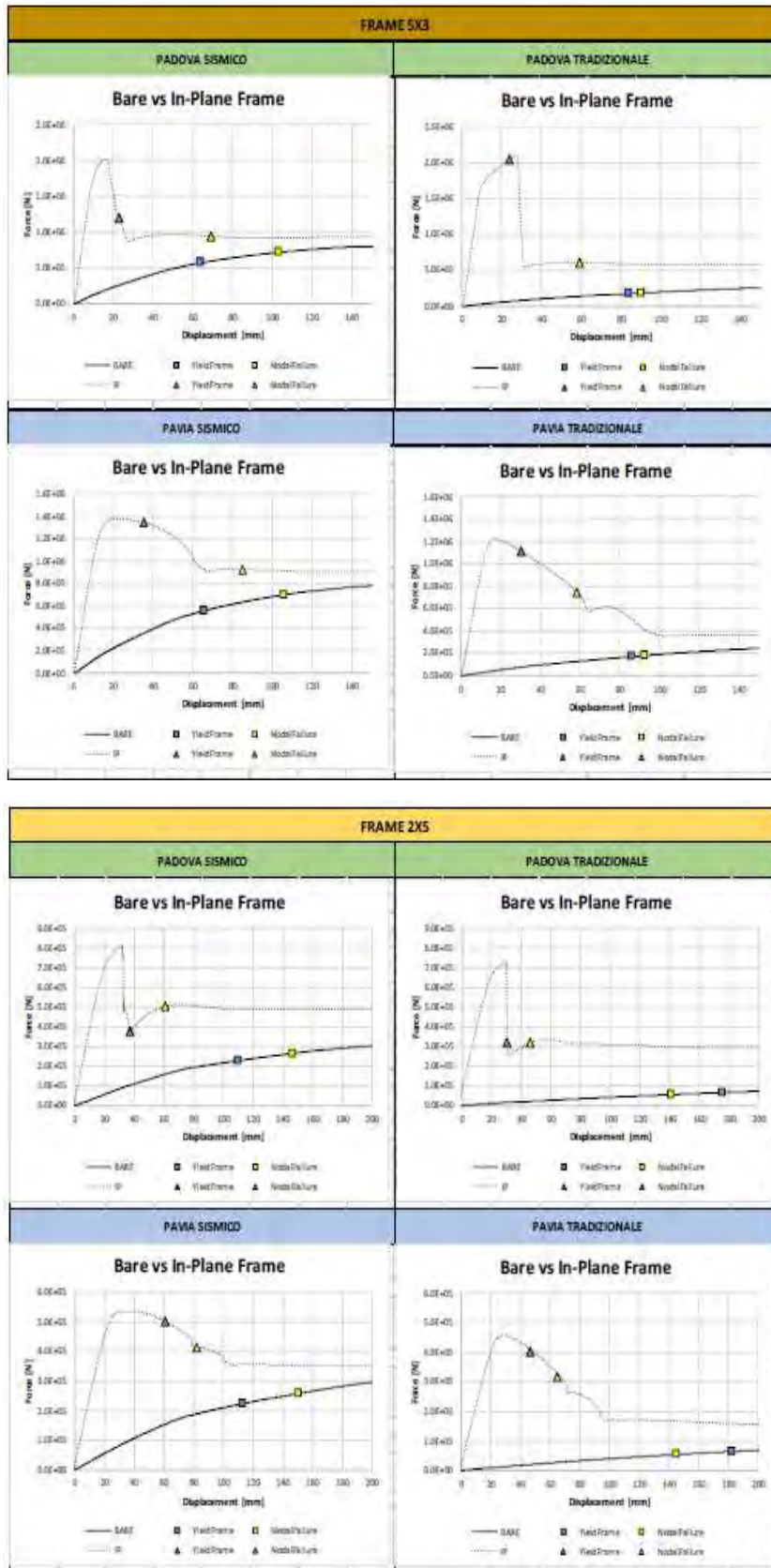
Telaio 2x3 – Confronto Padova/Pavia e Design Sismico/Tradizionale



Telaio 5x3 – Confronto Padova/Pavia e Design Sismico/Tradizionale

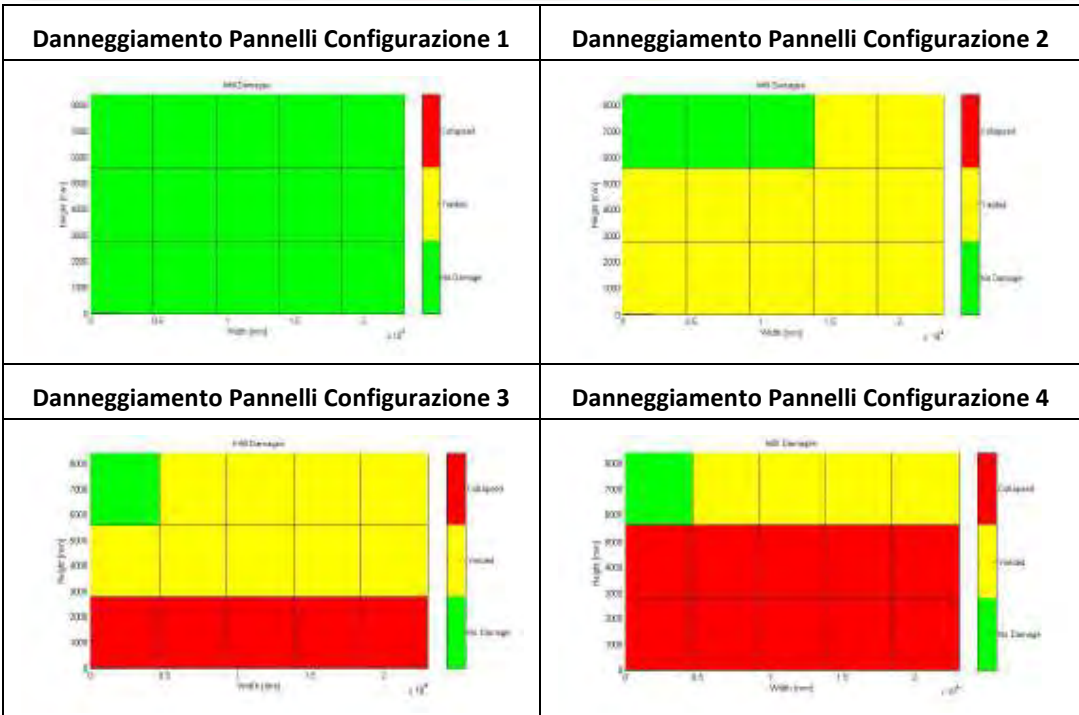
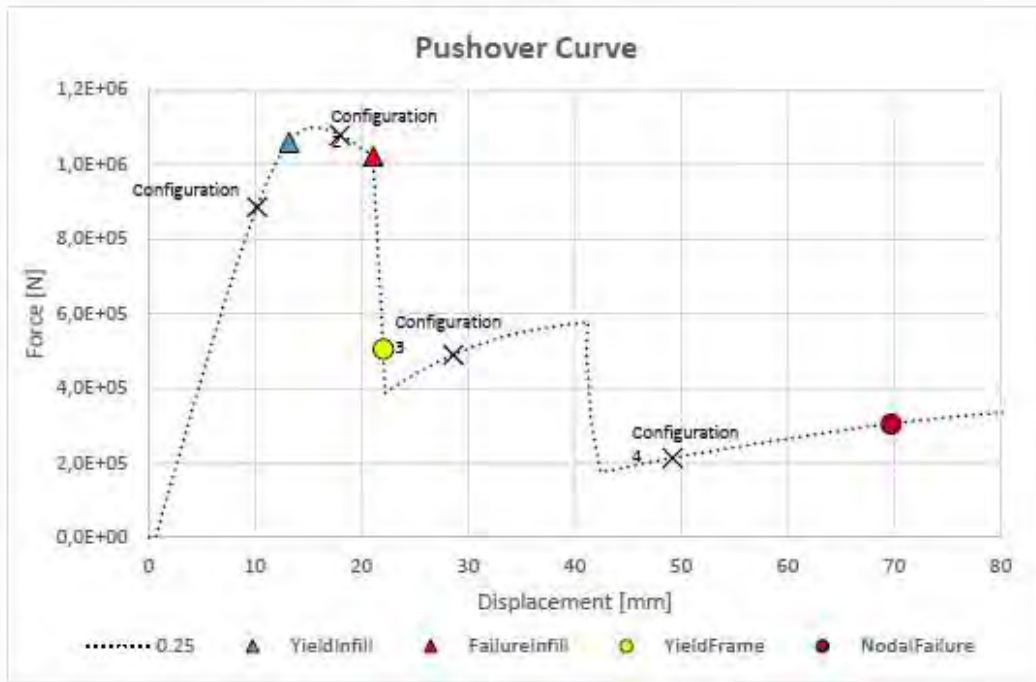






Per maggiore completezza, si riporta l'analisi riguardante un singolo caso completo, che include l'individuazione dei *Performance Levels* sulla curva di pushover, la rappresentazione del quadro globale del danneggiamento sui pannelli a diversi step dell'analisi e infine le distribuzioni di taglio, drift e spostamento lungo l'altezza dell'edificio per ciascun PL.

**Telaio 5x3 Tipologia Pavia e Design Tradizionale (FR = 0.25)**

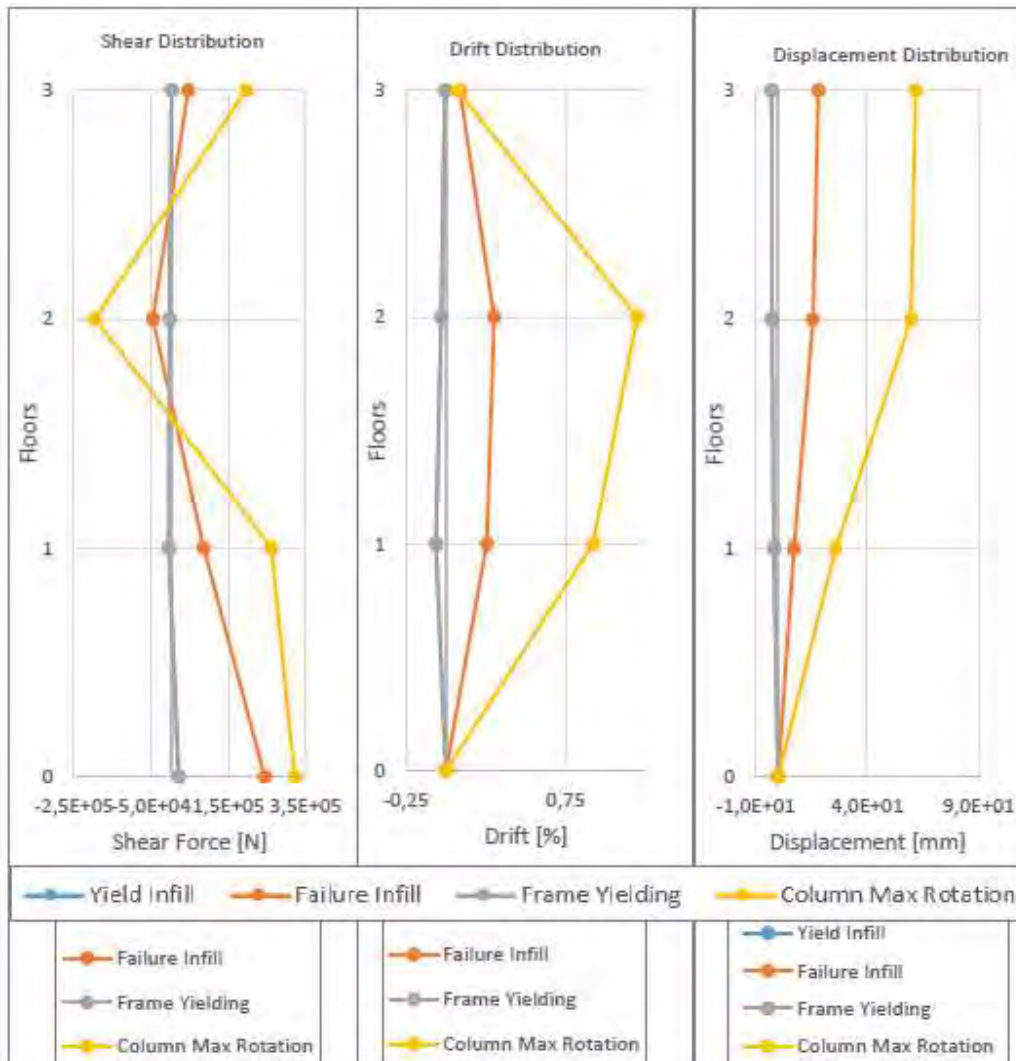


Yield Infill			
Level	Shear	Drift	Displacement
0	2.14E+04	0.00E+00	0.00E+00
1	-4.42E+03	-6.28E-02	-1.76E+00
2	-2.56E+03	-2.89E-02	-2.58E+00
3	2.56E+03	-5.57E-03	-2.73E+00

Failure Infill			
Level	Shear	Drift	Displacement
0	2.44E+05	0.00E+00	0.00E+00
1	8.61E+04	2.56E-01	7.20E+00
2	-4.59E+04	3.03E-01	1.57E+01
3	4.59E+04	8.79E-02	1.82E+01

Frame Yielding			
Level	Shear	Drift	Displacement
0	2.01E+04	0.00E+00	0.00E+00
1	-4.56E+03	-6.44E-02	-1.81E+00
2	-2.66E+03	-3.02E-02	-2.66E+00
3	2.66E+03	-6.18E-03	-2.83E+00

Column Max Rotation			
Level	Shear	Drift	Displacement
0	3.21E+05	0.00E+00	0.00E+00
1	2.61E+05	9.23E-01	2.59E+01
2	-1.95E+05	1.20E+00	5.96E+01
3	1.95E+05	7.56E-02	6.18E+01



### 5.3 Analisi dei Risultati

Tra le tante valutazioni che possono essere fatte da questo tipo di grafici, alcune immediate riguardano le differenze tra pushover *nel piano* e pushover con componente anche *fuori piano*. All'aumentare della componente OOP, infatti, si assiste alla diminuzione della forza di picco e ad un anticipo delle condizioni di snervamento; inoltre la riduzione della capacità in spostamento del sistema globale indica una riduzione della duttilità. A tal proposito, inoltre, i telai con tamponamento sottile presentano un rapporto tra spostamento ultimo e spostamento a snervamento decisamente superiore. Proprio la maggiore lunghezza del tratto di *softening*, caratteristica dei tamponamenti tipo *Pavia*, indica una maggiore duttilità dell'elemento e conseguentemente anche della risposta globale.

In merito allo spessore del pannello va anche evidenziato che tamponamenti tipo *Padova*, oltre ad avere una resistenza di picco superiore, presentano un tratto iniziale elastico molto più rigido rispetto alla tipologia sottile, segno di un'evidente maggiore rigidità dal sistema. Allo stesso tempo però i tamponamenti più grossi manifestano un decadimento più brusco della resistenza post-picco.

Per quanto riguarda i *Performance Levels*, si può innanzitutto osservare per tutti i casi (anche per il telaio nudo) come i principi della cosiddetta "Gerarchia delle Resistenze" (*Capacity Design*) siano rispettati. Infatti l'ordine dei 3 PL legati al telaio è sempre costante e risulta essere: *Yield Frame*, *Nodal Failure* e *Column Shear Failure*: ossia, dopo lo snervamento del telaio, avviene prima la rottura del nodo per rotazione rispetto alla rottura per taglio della colonna. Lo snervamento del telai per i casi tamponati avviene sempre dopo il picco di resistenza, tuttavia nel caso *nel piano* si colloca prima della rottura del pannello, mentre con forze agenti *fuori piano* esso avviene dopo quest'ultima.

Dai grafici di confronto tra telaio nudo e telaio tamponato emerge come snervamento e rottura del telaio avvengano per valori di spostamento decisamente inferiori in presenza dei tamponamenti, ciò a causa della diversa distribuzione di rigidità all'interno della struttura. Per il pannello invece i PL sono due (*Yield Infill e Failure Infill*). Lo snervamento avviene sempre in prossimità del picco di resistenza, nel punto in cui la rigidità viene meno e inizia il tratto di *softening*. La rottura avviene nel punto in cui si osserva la brusca caduta della curva, ossia allo step in cui interviene l'algoritmo di rimozione, secondo il dominio di spostamenti imposto.

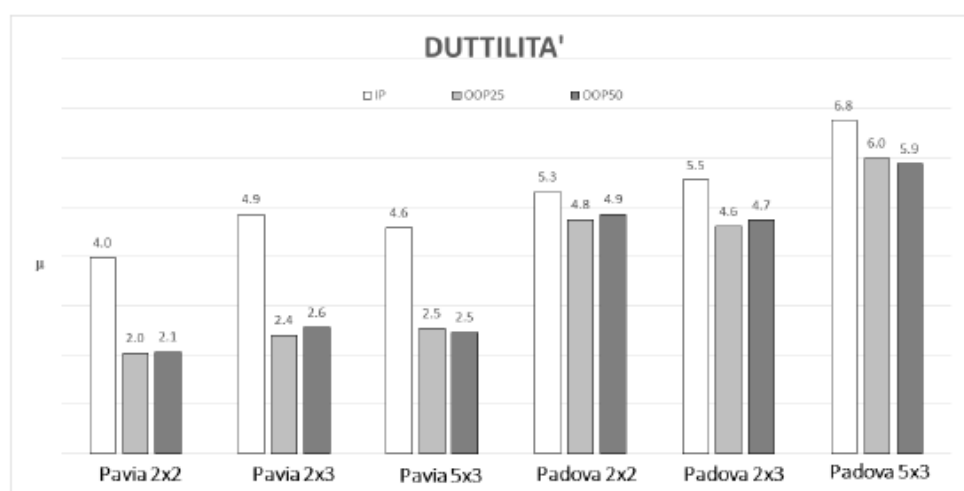
Per quanto riguarda il danneggiamento dei pannelli, si può osservare come, nella maggior parte dei casi, siano i tamponamenti del piano terra a rompersi per primi, e poi a salire in successione. In alcuni casi può danneggiarsi un pannello più in alto a causa del *pattern* di carico assegnato, che crea sollecitazioni crescenti con l'altezza dell'edificio, sia *nel piano* che *fuori piano*. Un fenomeno interessante da rilevare è la rottura simultanea di tutti i pannelli di uno stesso piano: quando il primo pannello raggiunge il limite di spostamento e viene rimosso, esso provoca una notevole redistribuzione di sforzi, tale da

far “saltare” tutti quelli adiacenti come un effetto a catena. Alcune differenze di comportamento si segnalano tra pannello grosso e pannello sottile: mentre per il primo si danneggiano i tamponamenti del primo piano, nel secondo caso i pannelli maggiormente soggetti a rottura sono quelli dei piani superiori; in particolare il secondo piano presenta l’azione combinata IP/OOP più gravosa, anche per edifici di dimensioni maggiori. Significative differenze nell’ordine di rottura non sono invece evidenziabili in presenza di azioni *fuori piano* più o meno gravose.

## 5.4 Duttilità Strutturale

Possono essere fatte alcune considerazioni in merito alla duttilità strutturale. Secondo quanto riportato negli Eurocodici, lo spostamento ultimo di una struttura può definirsi come quello in fase post-picco corrispondente a una resistenza ridotta all’85% di quella massima. In questo caso, dato il brusco collasso strutturale per la rimozione dei tamponamenti, si può ritenere valido assumere una resistenza di riferimento pari al 50% di quella al picco. Definito dunque lo spostamento di snervamento come quello limite del tratto elastico iniziale, si può ricavare la duttilità globale per ciascun caso. Da normativa, la duttilità globale per strutture a telaio multipiano, in presenza o meno di tamponamenti, deve essere compresa tra 4.5 e 6 (valori per il calcolo del fattore di struttura).

Gli istogrammi riportati di seguito evidenziano notevoli differenze per le varie tipologie. Per tamponature sottili (*Pavia*), la duttilità per pushover *nel piano* sembra rientrare nei limiti della norma, invece per sollecitazioni combinate IP-OOP si ottengono valori all’incirca dimezzati (con poca differenza tra OOP25 e OOP50). Per tamponamenti tipo *Padova* i valori di duttilità sono più elevati, ma rispettano comunque i limiti della norma. Anche in questo caso si ha una riduzione della duttilità per azioni *fuori piano* (anche se in proporzione meno importante rispetto al caso *Pavia*) e non possono essere fatte distinzioni tra i due casi OOP in quanto assumono valori molto simili.





## 5.5 Introduzione del Nuovo Materiale

La necessità di valutare il livello di danno del tamponamento per analisi di tipo ciclico (statiche o dinamiche) e per interazione del comportamento *nel piano* e *fuori piano*, ha condotto all'introduzione di un materiale isteretico che possa considerare le variazioni di rigidità del materiale per cicli successivi di carico e scarico.

Fondamentali a questo fine sono stati gli studi di *Crisafulli*: esaminando gli studi di *Mander* e diversi dati sperimentali raccolti, è stato definito il comportamento della muratura durante le varie fasi di carico, scarico e ricarico, ed è stata riscontrata l'influenza del livello di danno maturato durante la prova sul comportamento del materiale.

Proprio queste considerazioni sono alla base delle modifiche operate al materiale in uso nel modello oggetto dello studio, il quale presentava appunto una pendenza di scarico pari a quella del tratto elastico: tale comportamento non considerava il progressivo danneggiamento del pannello in entrambe le direzioni di applicazione del carico, fornendo quindi una risposta inadeguata alle aspettative.

All'interno della libreria di *OpenSees* è stato scelto un materiale tipo *Hysteretic*: si tratta di un materiale isteretico resistente sia a trazione che a compressione, con comportamento simmetrico; inoltre è molto vantaggioso anche da un punto di vista computazionale, in quanto il limitato numero di parametri che lo caratterizza lo rende adatto a rappresentare diversi modelli.

### 5.5.1 Materiale *Hysteretic*

Il materiale *Hysteretic* è principalmente utilizzato per realizzare un modello a comportamento uniassiale bilineare isteretico. All'interno del codice è definito tramite la seguente scrittura:

```
uniaxialMaterial Hysteretic $matTag $s1p $e1p $s2p $e2p<$s3p $e3p> $s1n $e1n $s2n $e2n<$s3n $e3n> $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 <$beta>
```

Dove oltre alla *tag* dell'elemento, sono definiti:

- $(s_{1p}; e_{1p})$  tensione e deformazione del primo punto di inviluppo in direzione positiva;
- $(s_{2p}; e_{2p})$  tensione e deformazione del secondo punto di inviluppo in direzione positiva;
- $(s_{3p}; e_{3p})$  tensione e deformazione del terzo punto di inviluppo in direzione positiva;

- $(s_{1n}; e_{1n})$  tensione e deformazione del primo punto di inviluppo in direzione negativa;
- $(s_{2n}; e_{2n})$  tensione e deformazione del secondo punto di inviluppo in direzione negativa;
- $(s_{3n}; e_{3n})$  tensione e deformazione del terzo punto di inviluppo in direzione negativa;
- $pinchX$  e  $pinchY$  rispettivamente fattori per tensione e deformazione durante il ricarico;
- $damage1$  danno legato alla duttilità:  $D_1(\mu - 1)$ ;
- $damage 2$  danno correlato all'energia:  $D_2 \left( \frac{E_{ii}}{E_{ult}} \right)$ ;
- $beta$  esponente che determina la pendenza di scarico degradata legato alla duttilità.

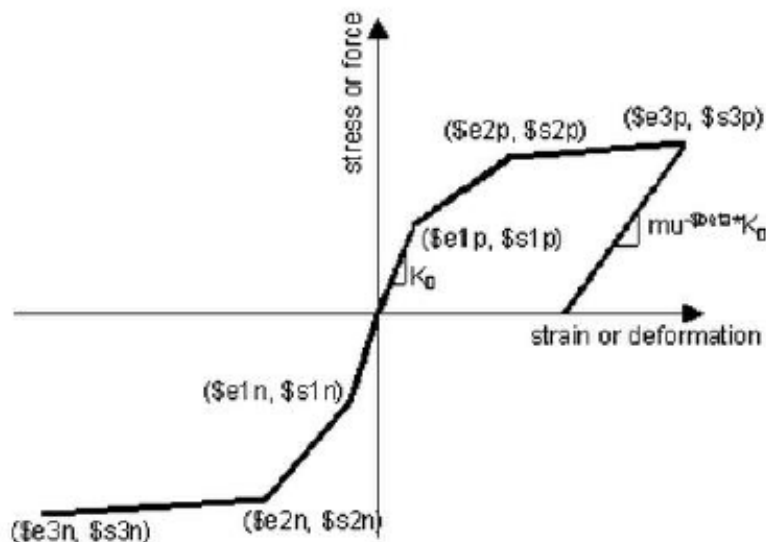


Figura 66 - Materiale Hysteretic.

## 5.5.2 Calibrazione del Materiale

La calibrazione del materiale per la tipologia di muratura sottile è basata sui dati sperimentali forniti da *Calvi & Bolognini*<sup>58</sup>, mentre per i tamponamenti spessi tipo Padova si fa riferimento alle indagini di *Da Porto et Al.* Per riprodurre le condizioni delle diverse sperimentazioni anche nel modello, si è utilizzato uno schema mono-piano e mono-campata, con medesime caratteristiche geometriche per trave e colonne.

<sup>58</sup> G.M. Calvi, D. Bolognini, "Risposta Sismica di telai in c.a. tamponati con pannelli in muratura debolmente armati", *Costr. Laterizio*, vol. 80, 2001.

I grafici di riferimento per le due tipologie sono quelli relativa alla muratura non armata e spinta allo Stato Limite Ultimo (SLU) di seguito riportati:

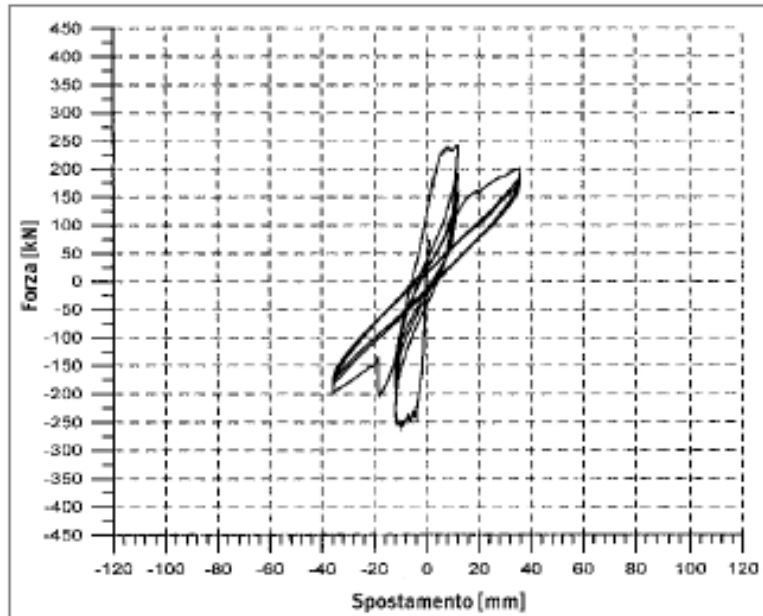


Figura 67 - Risultati della Pushover Ciclica Sperimentale per Pavia.

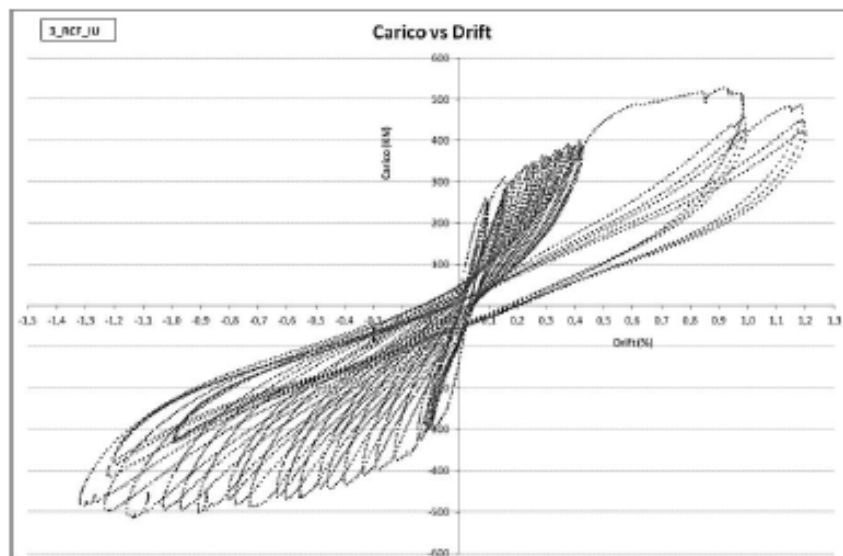
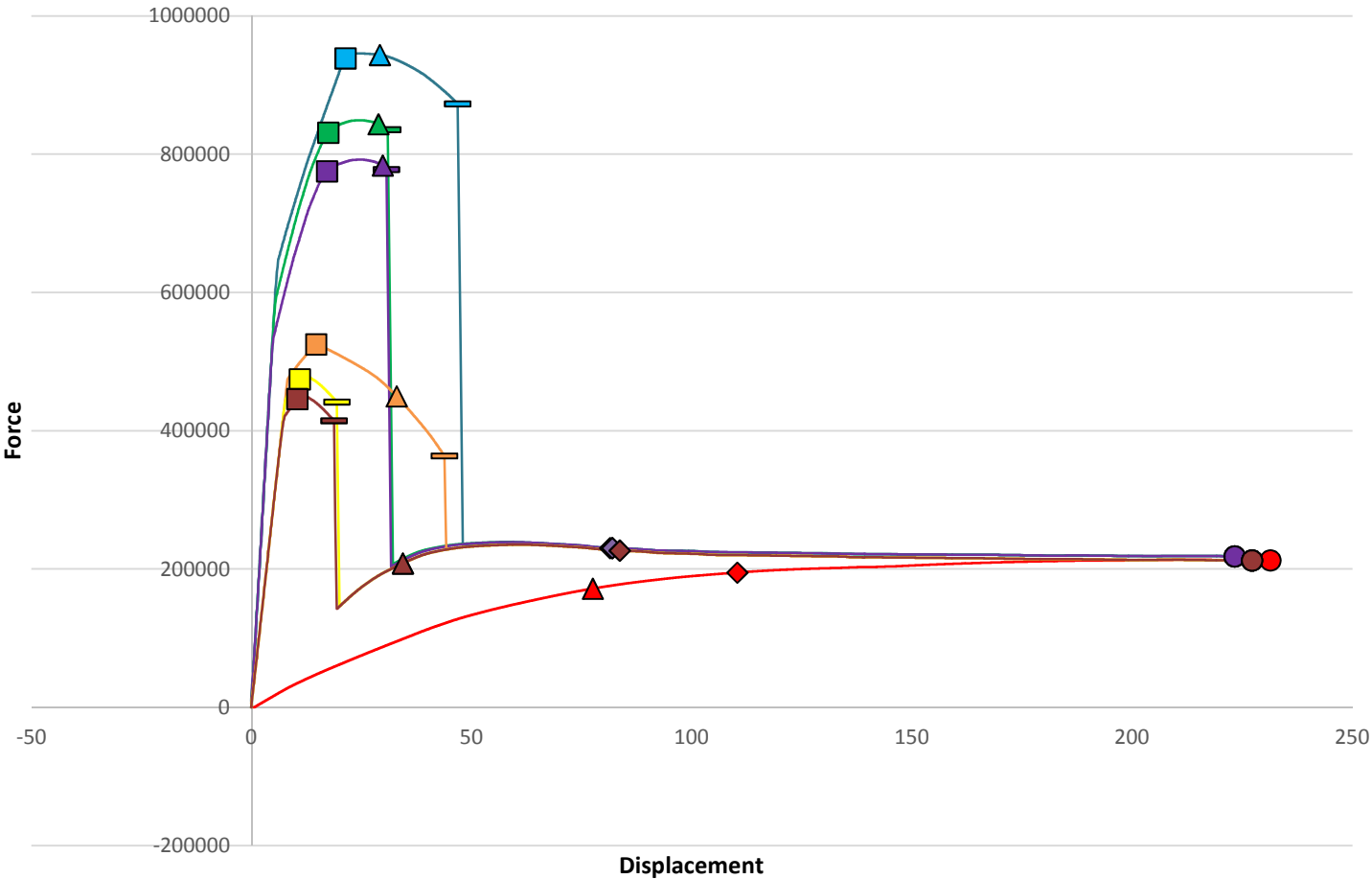


Figura 68 - Risultati della Pushover Ciclica Sperimentale per Padova.

### **5.5.3 Risultati**

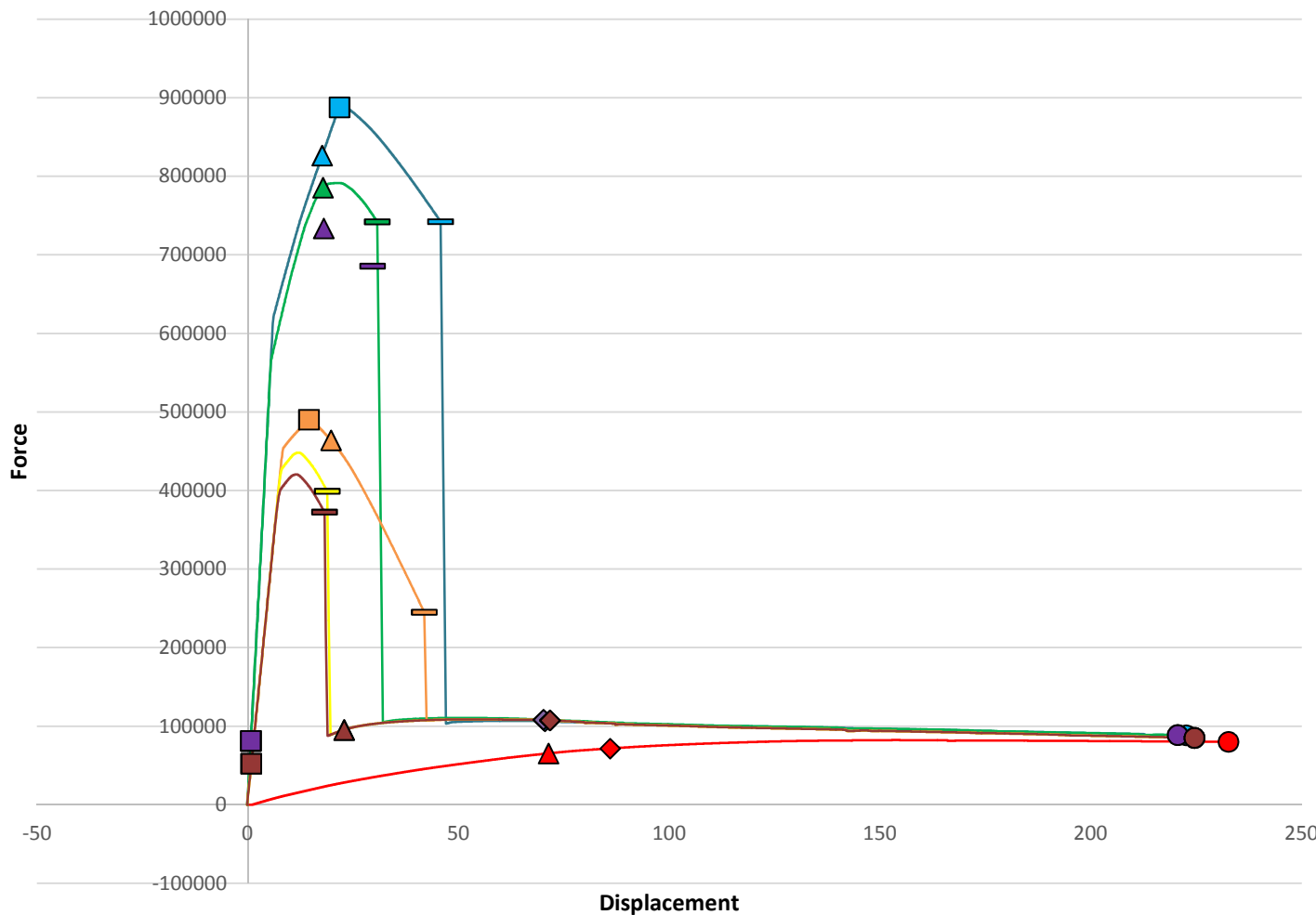
Si riportano quindi i risultati delle analisi statiche non lineari ottenute per i diversi casi oggetti dello studio. Le considerazioni che sono state fatte in precedenza, possono essere qui riproposte, in quanto la modifica del materiale non comporta un comportamento generale diverso.

### Telaio 2x2 : Padova vs Pavia - Sismico



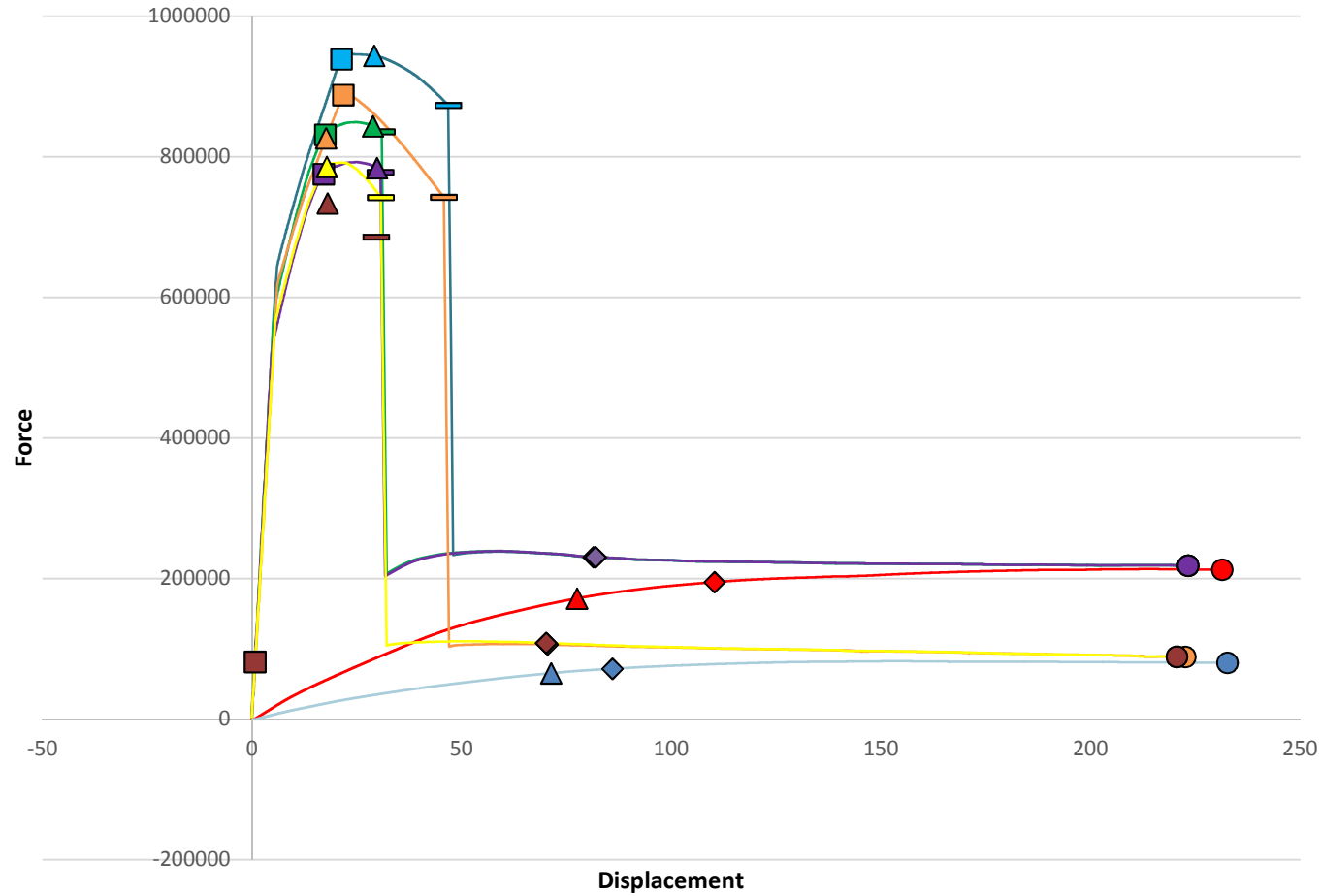
- BARE
- ▲ YieldFrameBare
- ColShearFailureBare
- ◆ NodalFailureBare
- IP\_Padova
- YieldInfillIP\_Padova
- FailureInfillIP\_Padova
- ▲ YieldFrameIP\_Padova
- ColShearFailureIP\_Padova
- ◆ NodalFailureIP\_Padova
- OOP25\_Padova
- YieldInfillOOP25\_Padova
- FailureInfillOOP25\_Padova
- ▲ YieldFrameOOP25\_Padova
- ColShearFailureOOP25\_Padova
- ◆ NodalFailureOOP25\_Padova
- OOP50\_Padova
- YieldInfillOOP50\_Padova
- FailureInfillOOP50\_Padova
- ▲ YieldFrameOOP50\_Padova
- ColShearFailureOOP50\_Padova
- ◆ NodalFailureOOP50\_Padova
- IP\_Pavia
- YieldInfillIP\_Pavia
- FailureInfillIP\_Pavia
- ▲ YieldFrameIP\_Pavia
- ColShearFailureIP\_Pavia
- ◆ NodalFailureIP\_Pavia
- OOP25\_Pavia
- YieldInfillOOP25\_Pavia
- FailureInfillOOP25\_Pavia
- ▲ YieldFrameOOP25\_Pavia
- ColShearFailureOOP25\_Pavia
- ◆ NodalFailureOOP25\_Pavia
- OOP50\_Pavia
- YieldInfillOOP50\_Pavia
- FailureInfillOOP50\_Pavia
- ▲ YieldFrameOOP50\_Pavia
- ColShearFailureOOP50\_Pavia
- ◆ NodalFailureOOP50\_Pavia

## Telaio 2x2 : Padova vs Pavia - Tradizionale



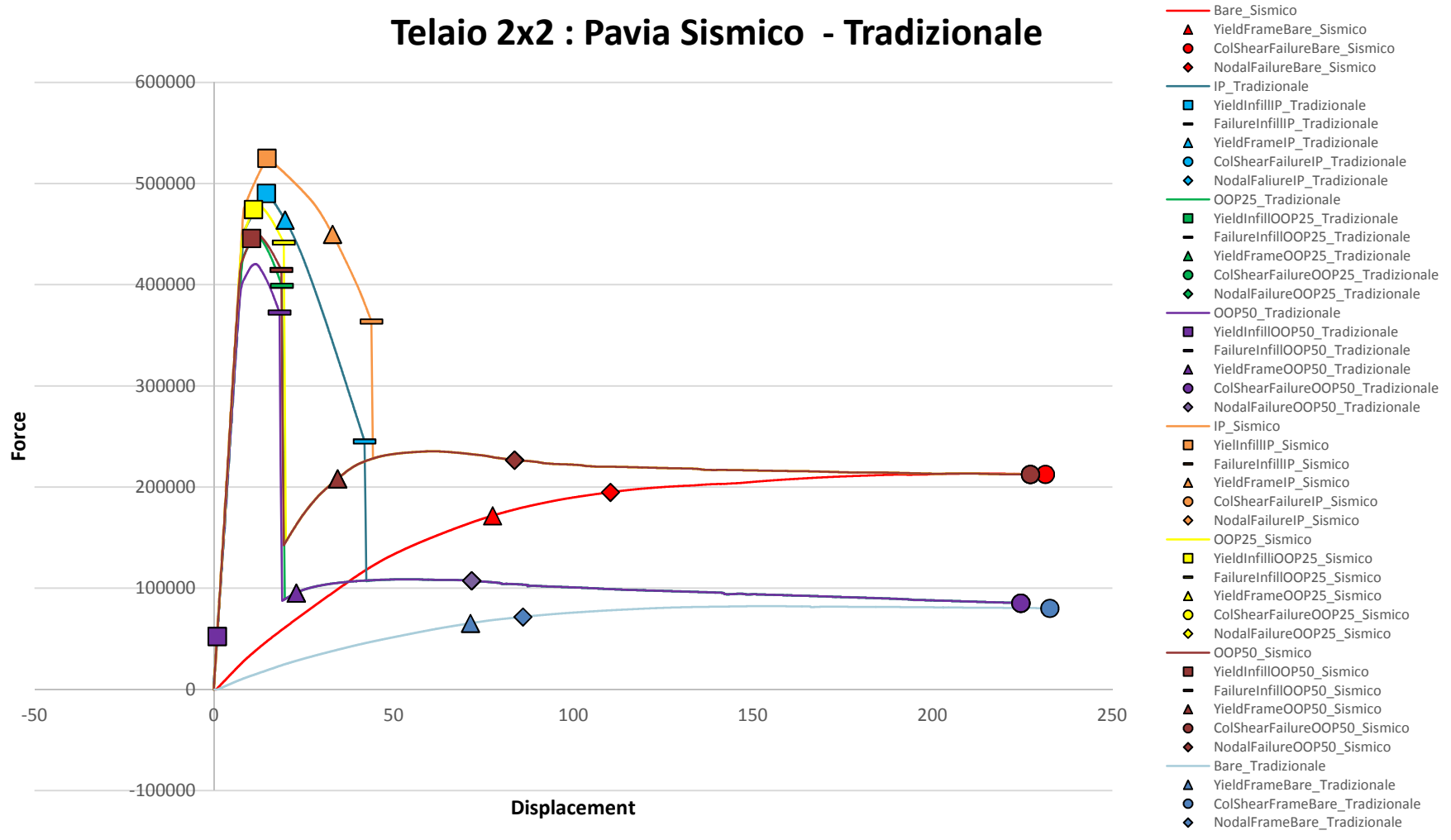
- BARE
- ▲ YieldFrameBare
- ColShearFailureBare
- ◆ NodalFailureBare
- IP\_Padova
- YieldInfillIP\_Padova
- FailureInfillIP\_Padova
- ▲ YieldFrameIP\_Padova
- ColShearFailureIP\_Padova
- ◆ NodalFailureIP\_Padova
- OOP25\_Padova
- YieldInfillOOP25\_Padova
- FailureInfillOOP25\_Padova
- ▲ YieldFrameOOP25\_Padova
- ColShearFailureOOP25\_Padova
- ◆ NodalFailureOOP25\_Padova
- OOP50\_Padova
- YieldInfillOOP50\_Padova
- FailureInfillOOP50\_Padova
- ▲ YieldFrameOOP50\_Padova
- ColShearFailureOOP50\_Padova
- ◆ NodalFailureOOP50\_Padova
- IP\_Pavia
- YieldInfillIP\_Pavia
- FailureInfillIP\_Pavia
- ▲ YieldFrameIP\_Pavia
- ColShearFailureIP\_Pavia
- ◆ NodalFailureIP\_Pavia
- OOP25\_Pavia
- YieldInfillOOP25\_Pavia
- FailureInfillOOP25\_Pavia
- ▲ YieldFrameOOP25\_Pavia
- ColShearFailureOOP25\_Pavia
- ◆ NodalFailureOOP25\_Pavia
- OOP50\_Pavia
- YieldInfillOOP50\_Pavia
- FailureInfillOOP50\_Pavia
- ▲ YieldFrameOOP50\_Pavia
- ColShearFailureOOP50\_Pavia
- ◆ NodalFailureOOP50\_Pavia

## Telaio 2x2 : Padova Sismico - Tradizionale



- Bare\_Sismico
- ▲ YieldFrameBare\_Sismico
- ColShearFailureBare\_Sismico
- ◆ NodalFailureBare\_Sismico
- IP\_Sismico
- YieldInfillIP\_Sismico
- FailureInfillIP\_Sismico
- ▲ YieldFrameIP\_Sismico
- ColShearFailureIP\_Sismico
- ◆ NodalFailureIP\_Sismico
- OOP25\_Sismico
- YieldInfillOOP25\_Sismico
- FailureInfillOOP25\_Sismico
- ▲ YieldFrameOOP25\_Sismico
- ColShearFailureOOP25\_Sismico
- ◆ NodalFailureOOP25\_Sismico
- OOP50\_Sismico
- YieldInfillOOP50\_Sismico
- FailureInfillOOP50\_Sismico
- ▲ YieldFrameOOP50\_Sismico
- ColShearFailureOOP50\_Sismico
- ◆ NodalFailureOOP50\_Sismico
- IP\_Tradizionale
- YieldInfillIP\_Tradizionale
- FailureInfillIP\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameIP\_Tradizionale
- ColShearFailureIP\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureIP\_Tradizionale
- OOP25\_Tradizionale
- YieldInfillOOP25\_Tradizionale
- FailureInfillOOP25\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP25\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP25\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP25\_Tradizionale
- OOP50\_Tradizionale
- YieldInfillOOP50\_Tradizionale
- FailureInfillOOP50\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP50\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP50\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP50\_Tradizionale
- Bare\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameBare\_Tradizionale
- ColShearFailureBare\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureBare\_Tradizionale

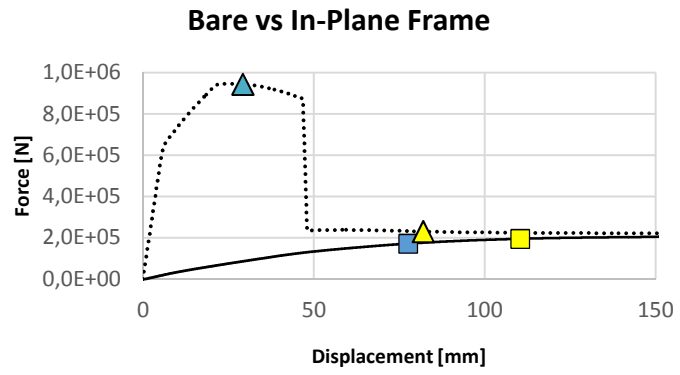
## Telaio 2x2 : Pavia Sismico - Tradizionale



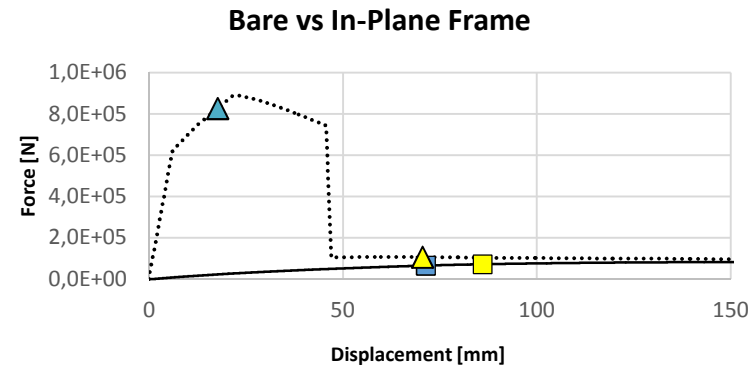


**FRAME 2X2**

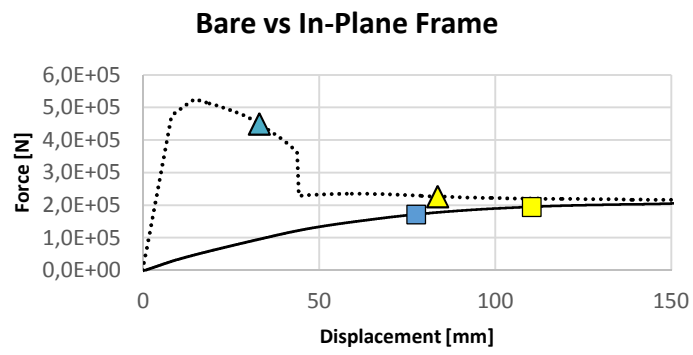
**PADOVA SISMICO**



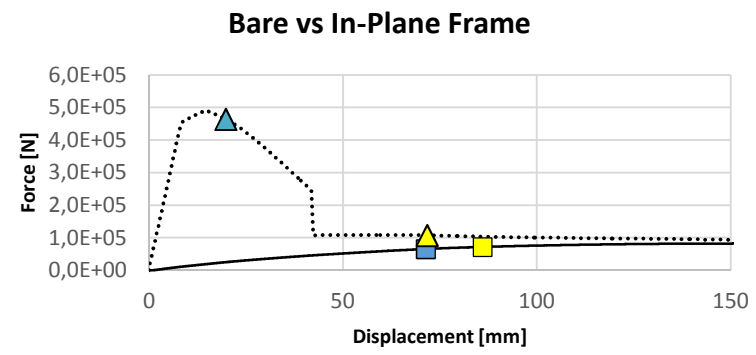
**PADOVA TRADIZIONALE**



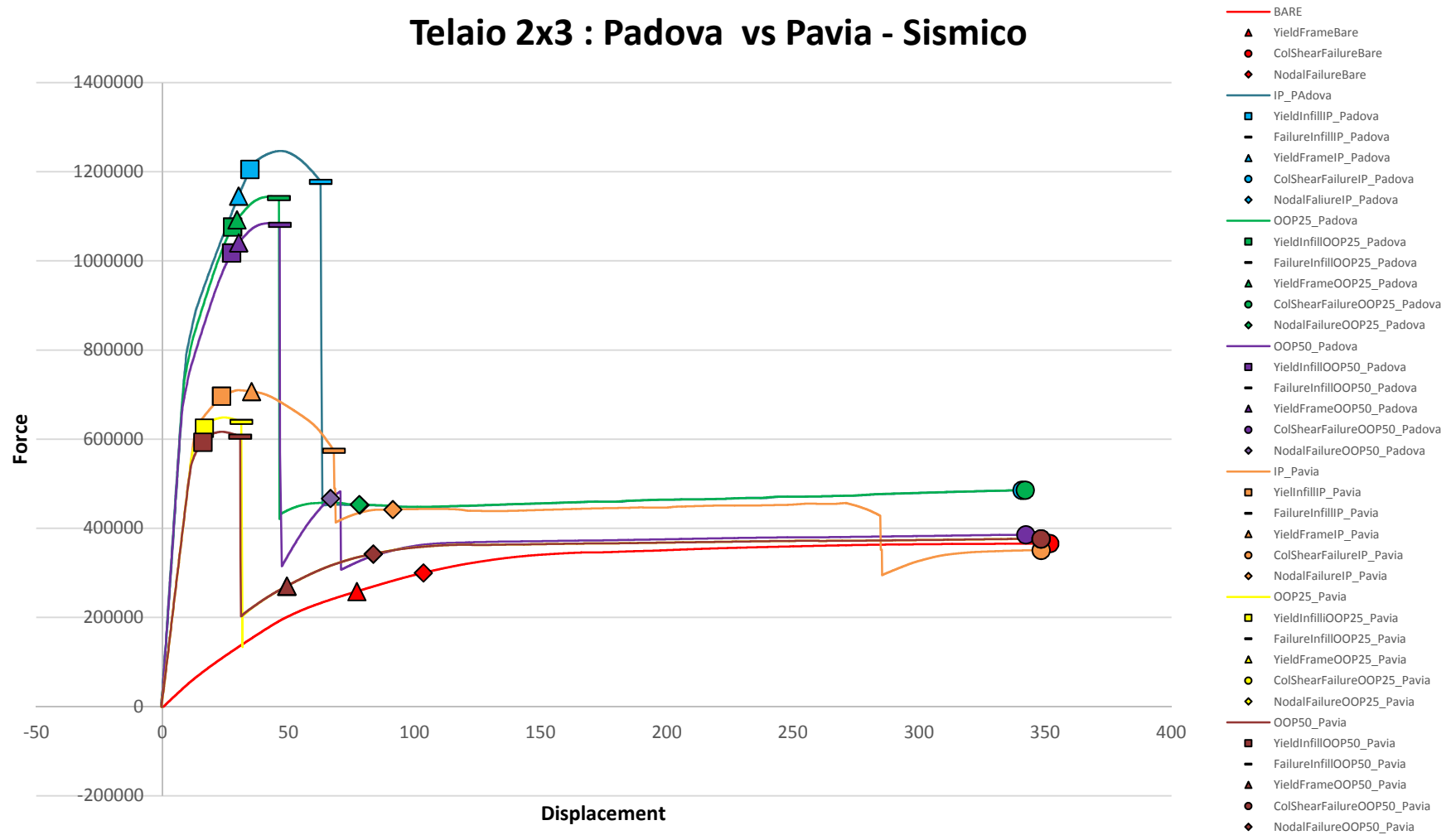
**PAVIA SISMICO**



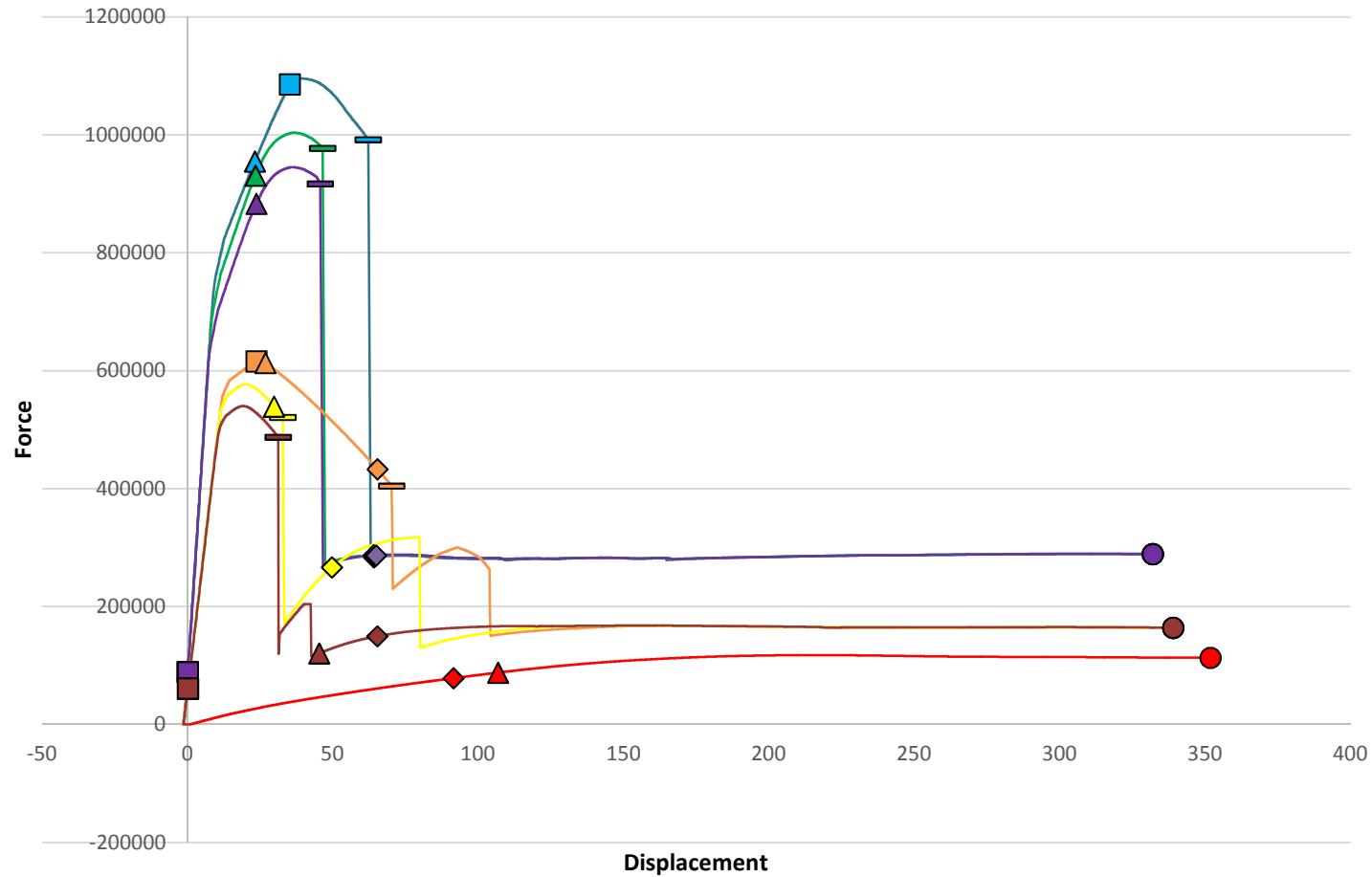
**PAVIA TRADIZIONALE**



## Telaio 2x3 : Padova vs Pavia - Sismico

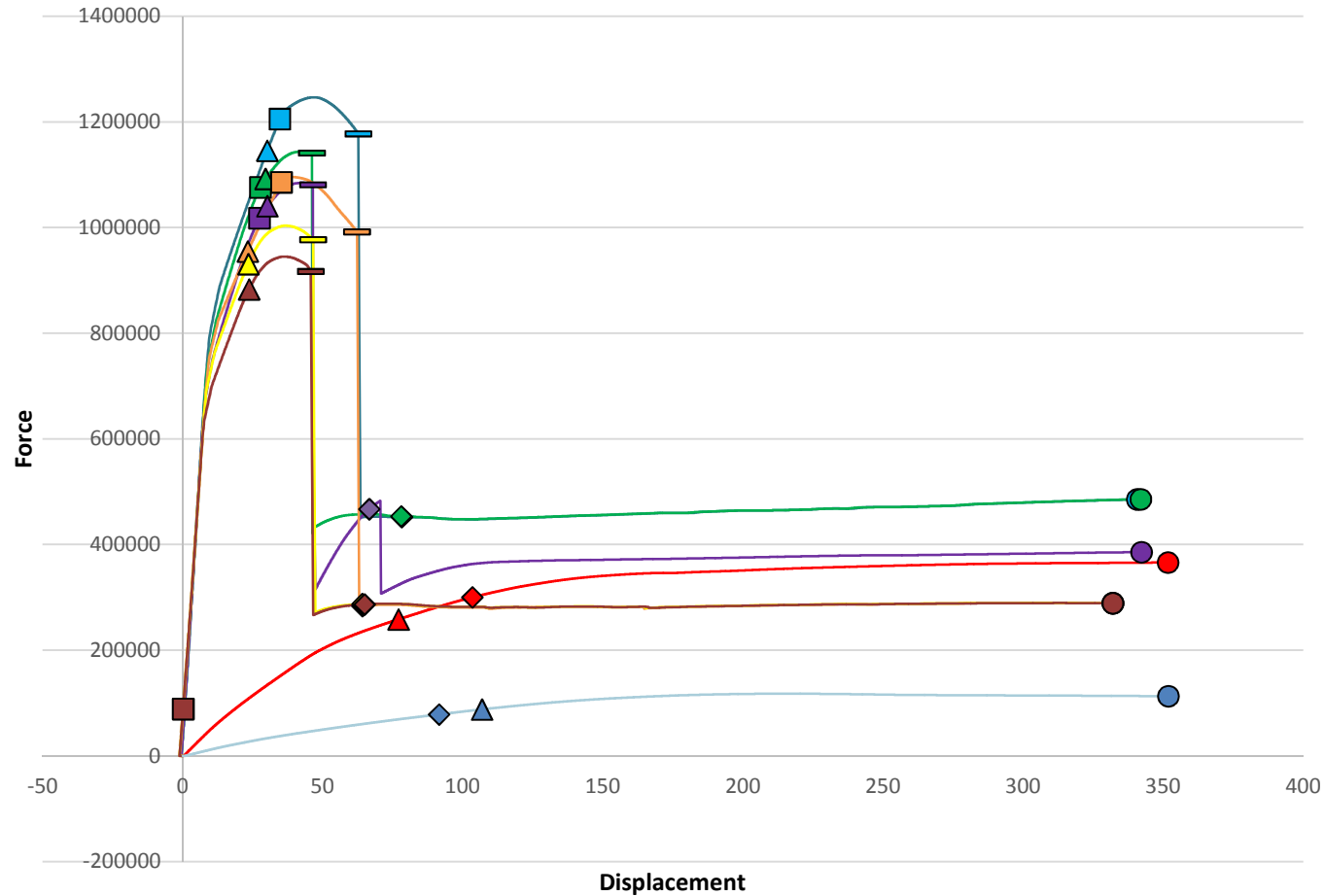


## Telaio 2x3 : Padova vs Pavia - Tradizionale



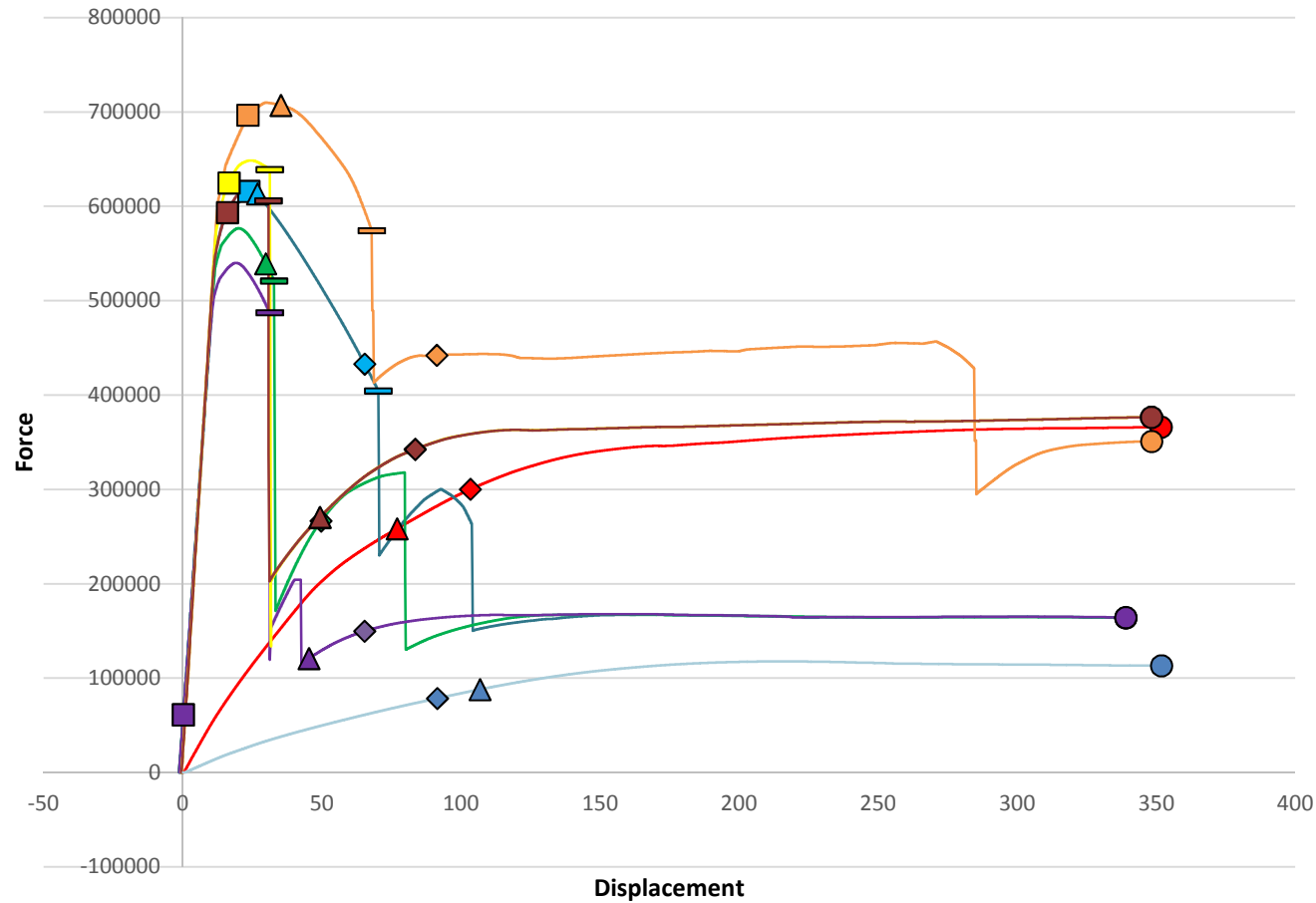
- BARE
- ▲ YieldFrameBare
- ColShearFailureBare
- ◆ NodalFailureBare
- IP\_Padova
- YieldInfillIP\_Padova
- FailureInfillIP\_Padova
- ▲ YieldFrameIP\_Padova
- ColShearFailureIP\_Padova
- ◆ NodalFailureIP\_Padova
- OOP25\_Padova
- YieldInfillOOP25\_Padova
- FailureInfillOOP25\_Padova
- ▲ YieldFrameOOP25\_Padova
- ColShearFailureOOP25\_Padova
- ◆ NodalFailureOOP25\_Padova
- OOP50\_Padova
- YieldInfillOOP50\_Padova
- FailureInfillOOP50\_Padova
- ▲ YieldFrameOOP50\_Padova
- ColShearFailureOOP50\_Padova
- ◆ NodalFailureOOP50\_Padova
- IP\_Pavia
- YieldInfillIP\_Pavia
- FailureInfillIP\_Pavia
- ▲ YieldFrameIP\_Pavia
- ColShearFailureIP\_Pavia
- ◆ NodalFailureIP\_Pavia
- OOP25\_Pavia
- YieldInfillOOP25\_Pavia
- FailureInfillOOP25\_Pavia
- ▲ YieldFrameOOP25\_Pavia
- ColShearFailureOOP25\_Pavia
- ◆ NodalFailureOOP25\_Pavia
- OOP50\_Pavia
- YieldInfillOOP50\_Pavia
- FailureInfillOOP50\_Pavia
- ▲ YieldFrameOOP50\_Pavia
- ColShearFailureOOP50\_Pavia
- ◆ NodalFailureOOP50\_Pavia

## Telaio 2x3 : Padova Sismico - Tradizionale

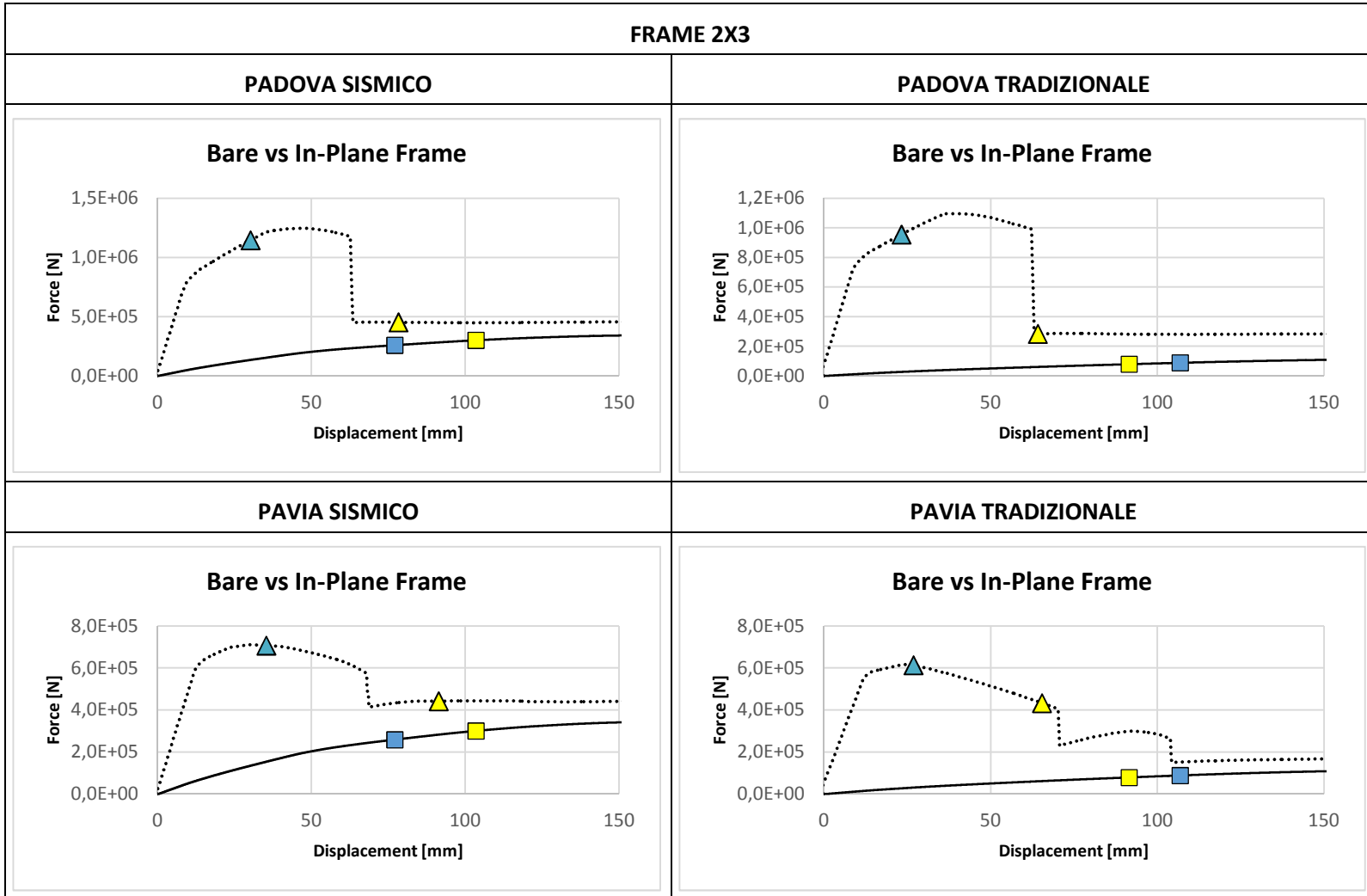


- Bare\_Sismico
- ▲ YieldFrameBare\_Sismico
- ColShearFailureBare\_Sismico
- ◆ NodalFailureBare\_Sismico
- IP\_Sismico
- YieldInfillIP\_Sismico
- FailureInfillIP\_Sismico
- ▲ YieldFrameIP\_Sismico
- ColShearFailureIP\_Sismico
- ◆ NodalFailureIP\_Sismico
- OOP25\_Sismico
- YieldInfillOOP25\_Sismico
- FailureInfillOOP25\_Sismico
- ▲ YieldFrameOOP25\_Sismico
- ColShearFailureOOP25\_Sismico
- ◆ NodalFailureOOP25\_Sismico
- OOP50\_Sismico
- YieldInfillOOP50\_Sismico
- FailureInfillOOP50\_Sismico
- ▲ YieldFrameOOP50\_Sismico
- ColShearFailureOOP50\_Sismico
- ◆ NodalFailureOOP50\_Sismico
- IP\_Tradizionale
- YieldInfillIP\_Tradizionale
- FailureInfillIP\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameIP\_Tradizionale
- ColShearFailureIP\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureIP\_Tradizionale
- OOP25\_Tradizionale
- YieldInfillOOP25\_Tradizionale
- FailureInfillOOP25\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP25\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP25\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP25\_Tradizionale
- OOP50\_Tradizionale
- YieldInfillOOP50\_Tradizionale
- FailureInfillOOP50\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP50\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP50\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP50\_Tradizionale
- Bare\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameBare\_Tradizionale
- ColShearFailureBare\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureBare\_Tradizionale

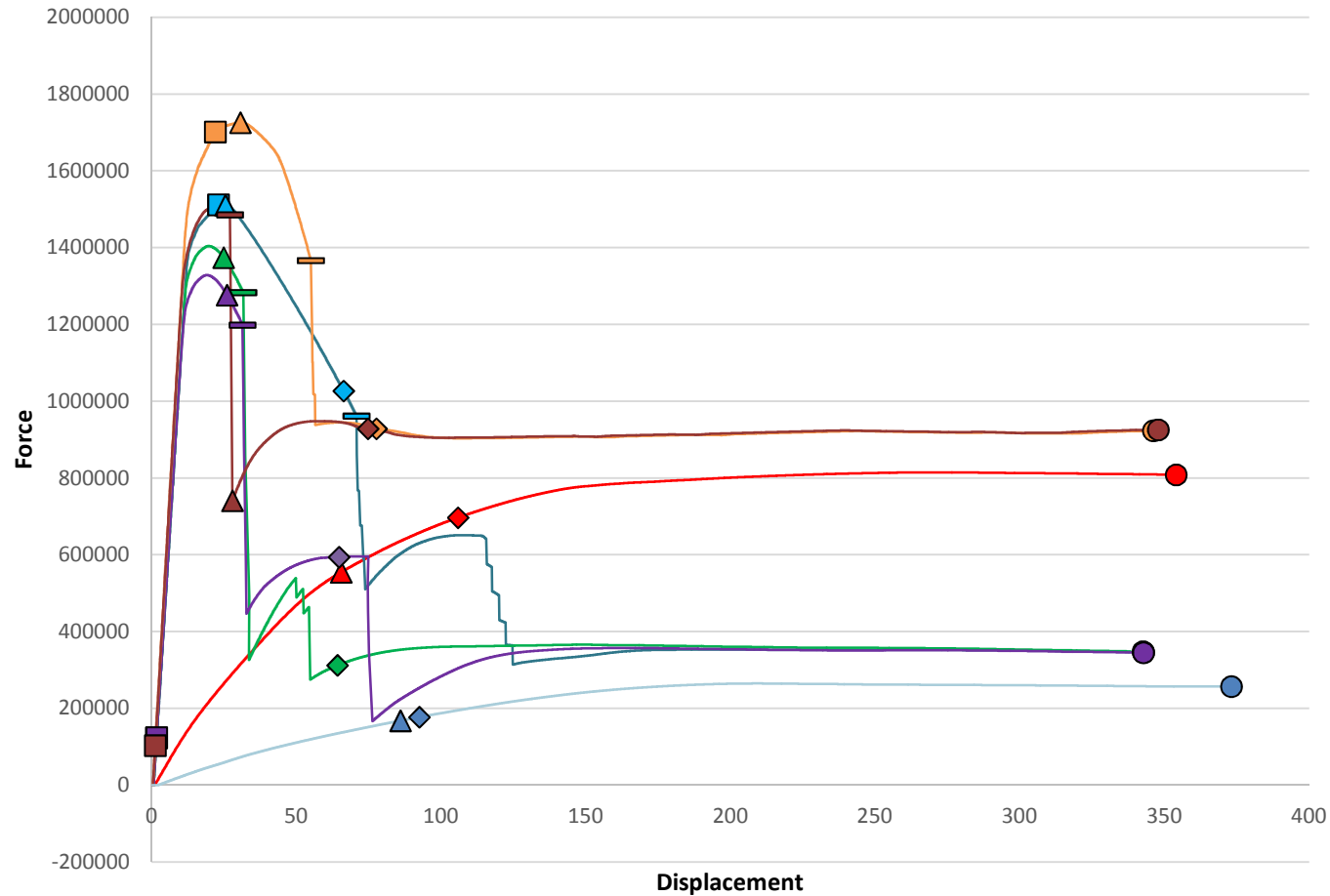
## Telaio 2x3 : Pavia Sismico - Tradizionale



- Bare\_Sismico
- ▲ YieldFrameBare\_Sismico
- ColShearFailureBare\_Sismico
- ◆ NodalFailureBare\_Sismico
- IP\_Tradizionale
- YieldInfillIP\_Tradizionale
- FailureInfillIP\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameIP\_Tradizionale
- ColShearFailureIP\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureIP\_Tradizionale
- OOP25\_Tradizionale
- YieldInfillOOP25\_Tradizionale
- FailureInfillOOP25\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP25\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP25\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP25\_Tradizionale
- OOP50\_Tradizionale
- YieldInfillOOP50\_Tradizionale
- FailureInfillOOP50\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP50\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP50\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP50\_Tradizionale



## Telaio 5x5 : Pavia Sismico - Tradizionale

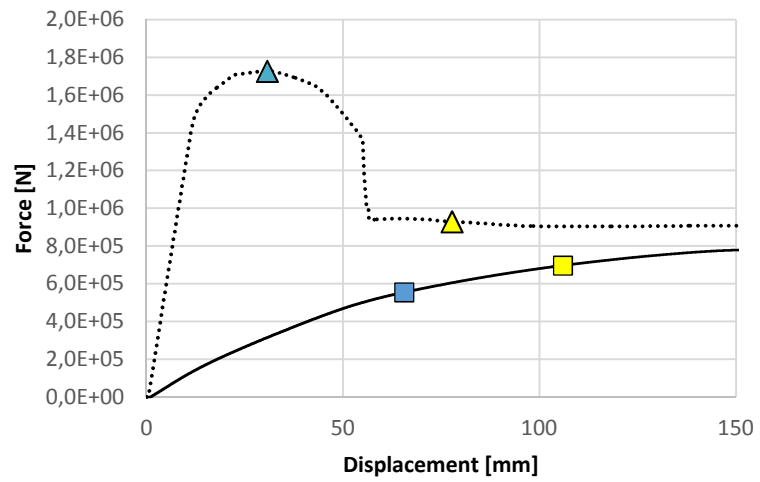


- Bare\_Sismico
- ▲ YieldFrameBare\_Sismico
- ColShearFailureBare\_Sismico
- ◆ NodalFailureBare\_Sismico
- IP\_Tradizionale
- YieldInfillIP\_Tradizionale
- FailureInfillIP\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameIP\_Tradizionale
- ColShearFailureIP\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureIP\_Tradizionale
- OOP25\_Tradizionale
- YieldInfillOOP25\_Tradizionale
- FailureInfillOOP25\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP25\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP25\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP25\_Tradizionale
- OOP50\_Tradizionale
- YieldInfillOOP50\_Tradizionale
- FailureInfillOOP50\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP50\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP50\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP50\_Tradizionale
- IP\_Sismico
- YieldInfillIP\_Sismico
- FailureInfillIP\_Sismico
- ▲ YieldFrameIP\_Sismico
- ColShearFailureIP\_Sismico
- ◆ NodalFailureIP\_Sismico
- OOP25\_Sismico
- YieldInfillOOP25\_Sismico
- FailureInfillOOP25\_Sismico
- ▲ YieldFrameOOP25\_Sismico
- ColShearFailureOOP25\_Sismico
- ◆ NodalFailureOOP25\_Sismico
- OOP50\_Sismico
- YieldInfillOOP50\_Sismico
- FailureInfillOOP50\_Sismico
- ▲ YieldFrameOOP50\_Sismico
- ColShearFailureOOP50\_Sismico
- ◆ NodalFailureOOP50\_Sismico
- Bare\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameBare\_Tradizionale
- ColShearFrameBare\_Tradizionale
- ◆ NodalFrameBare\_Tradizionale

FRAME 5X3

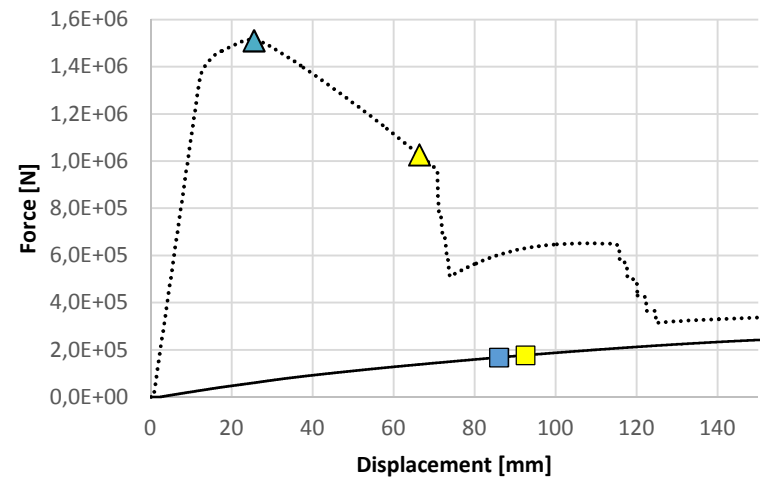
PAVIA SISMICO

Bare vs In-Plane Frame



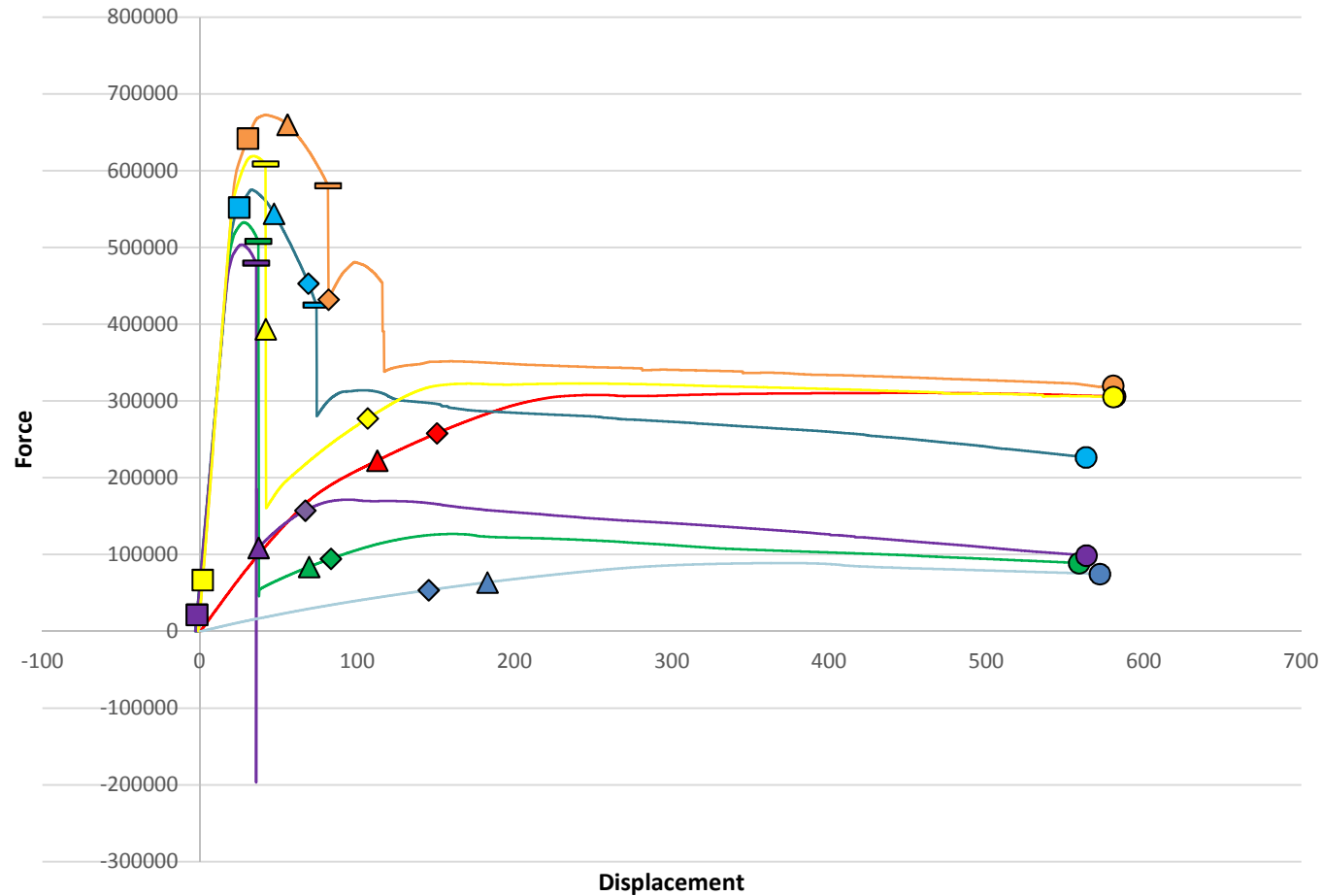
PAVIA TRADIZIONALE

Bare vs In-Plane Frame

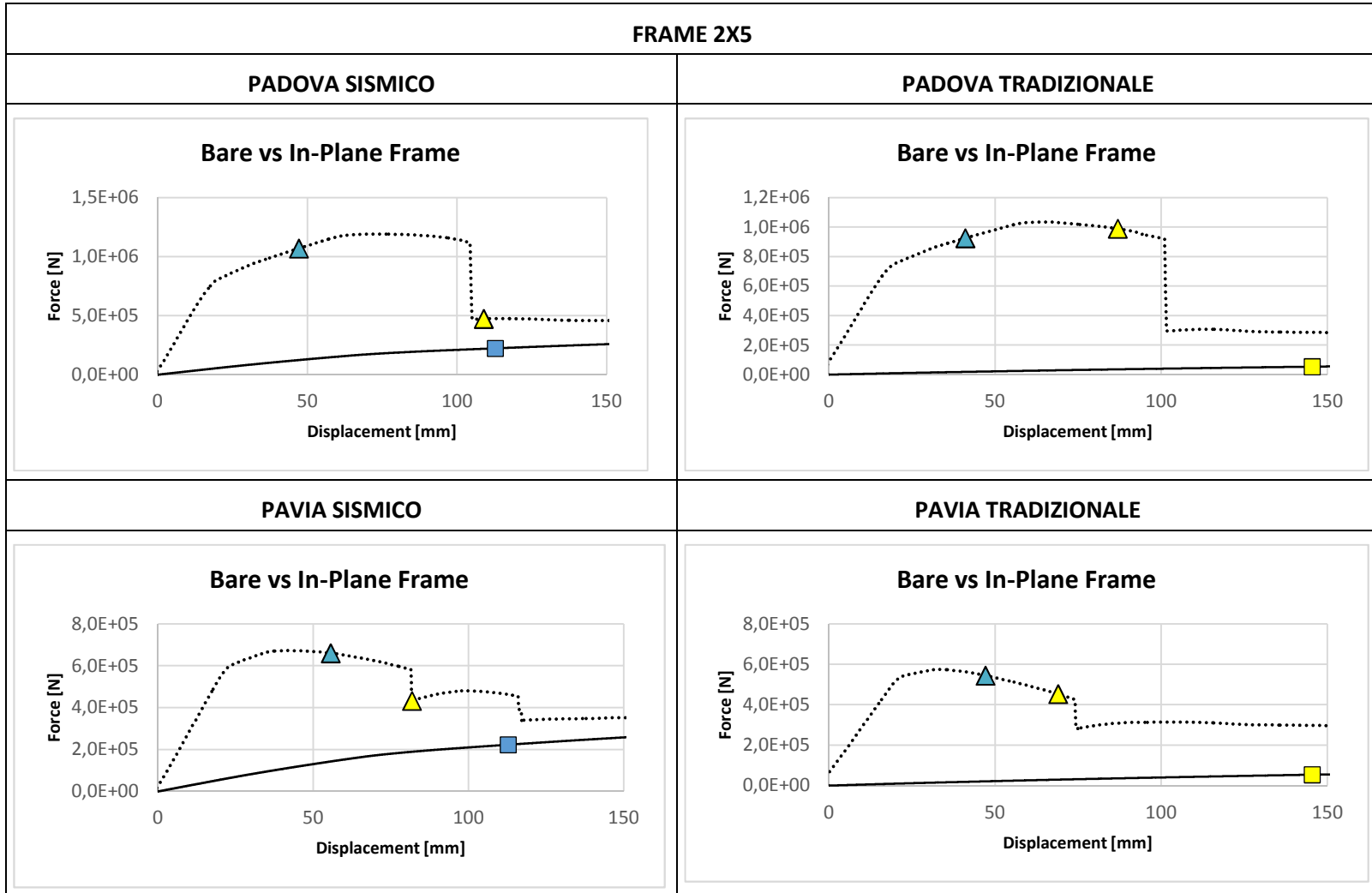




## Telaio 2x5 : Pavia Sismico - Tradizionale



- Bare\_Sismico
- ▲ YieldFrameBare\_Sismico
- ColShearFailureBare\_Sismico
- ◆ NodalFailureBare\_Sismico
- IP\_Tradizionale
- YieldInfillIP\_Tradizionale
- FailureInfillIP\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameIP\_Tradizionale
- ColShearFailureIP\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureIP\_Tradizionale
- OOP25\_Tradizionale
- YieldInfillOOP25\_Tradizionale
- FailureInfillOOP25\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP25\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP25\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP25\_Tradizionale
- OOP50\_Tradizionale
- YieldInfillOOP50\_Tradizionale
- FailureInfillOOP50\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameOOP50\_Tradizionale
- ColShearFailureOOP50\_Tradizionale
- ◆ NodalFailureOOP50\_Tradizionale
- IP\_Sismico
- YieldInfillIP\_Sismico
- FailureInfillIP\_Sismico
- ▲ YieldFrameIP\_Sismico
- ColShearFailureIP\_Sismico
- ◆ NodalFailureIP\_Sismico
- OOP25\_Sismico
- YieldInfillOOP25\_Sismico
- FailureInfillOOP25\_Sismico
- ▲ YieldFrameOOP25\_Sismico
- ColShearFailureOOP25\_Sismico
- ◆ NodalFailureOOP25\_Sismico
- OOP50\_Sismico
- YieldInfillOOP50\_Sismico
- FailureInfillOOP50\_Sismico
- ▲ YieldFrameOOP50\_Sismico
- ColShearFailureOOP50\_Sismico
- ◆ NodalFailureOOP50\_Sismico
- Bare\_Tradizionale
- ▲ YieldFrameBare\_Tradizionale
- ColShearFrameBare\_Tradizionale
- ◆ NodalFrameBare\_Tradizionale



## 6. RICERCA SPERIMENTALE PER LO SVILUPPO DI SISTEMI INNOVATIVI DI TAMPONAMENTO IN LATERIZIO

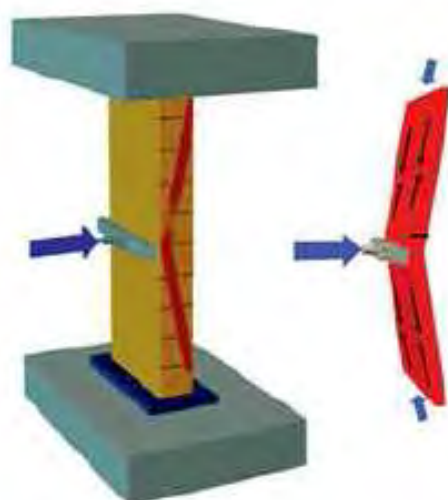
La ricerca sperimentale di cui tratta la seguente parte di questo lavoro di tesi è svolta nell'ambito di un progetto dedicato allo studio e allo sviluppo di sistemi innovativi di tamponamento in laterizio sismo-resistenti. In particolare, il sistema proposto prevede l'introduzione di speciali giunti orizzontali in gomma all'interno della tamponatura: questi giunti sono caratterizzati da una bassa rigidità allo scorrimento *nel piano* ed una elevata rigidità alla compressione e allo scorrimento *fuori piano*. Inoltre, il sistema prevede l'inserimento di giunti in gomma tra la tamponatura e il telaio in c.a. contenente il pannello.

Gli obiettivi di questo sistema rispetto ad uno caratterizzato da una tradizionale tamponatura in laterizio, al fine di poter essere adottato per edifici residenziali/commerciali con telai in c.a., sono:

- Introdurre una tamponatura che possa contribuire a migliorare la risposta sismica del telaio, generando quindi un'alta dissipazione energetica.
- Limitare l'entità dei danni alla tamponatura per terremoti di medio-bassa intensità e, di conseguenza, ridurre o eliminare i costi di riparazione.
- Ridurre o eliminare il rischio di collassi *fuori piano*, anche parziali, della tamponatura durante un evento sismico di elevata intensità.

Il sistema così concepito è in grado di sopportare drift di interpiano per cui le tamponature tradizionali iniziano a danneggiarsi o sono già danneggiate con livelli di danneggiamento molto ridotti o assenti, e di raggiungere livelli di drift superiori ed elevati, per i quali tamponature tradizionali sono allo stato limite di collasso per il comportamento *fuori piano*, mantenendo invece ancora buone riserve di resistenza. Inoltre, interagiscono positivamente con il telaio riducendo il livello di forze immesse ed aumentando invece le capacità dissipative dello stesso. Per conseguire tali obiettivi è necessario:

- Immettere nella tamponatura delle capacità dissipative che si sviluppino senza il danneggiamento della tamponatura stessa.
- Ridurre il danneggiamento delle tamponature dovuto allo spostamento di interpiano, lasciando in questo modo maggiori riserve per la resistenza *fuori piano*.
- Favorire la formazione di un meccanismo "ad arco" che garantisce una maggiore resistenza *fuori piano*.



*Figura 69 - Schema ad Arco Assunto per Resistere ai Carichi Laterali.*

Per garantire il raggiungimento degli obiettivi prefissati, sono state fatte determinate scelte progettuali:

- Introduzione di dispositivi in grado di assorbire gli spostamenti relativi interpiano, consentendo alla muratura delle deformazioni maggiori e conseguentemente danni minori.
- Introduzione di dispositivi in grado di ridurre il danneggiamento locale della muratura dovuto all'interazione con il telaio, soprattutto in prossimità delle colonne.
- Il sistema provvisto di tali dispositivi deve essere in grado di funzionare anche nel caso di presenza di aperture; si è quindi privilegiata la formazione del meccanismo ad arco in direzione verticale, in modo tale che la presenza delle aperture non renda più complicata la formazione del meccanismo resistente desiderato.
- Le tamponature dovranno essere "robuste", da un lato utilizzando il concetto del monostrato (30 cm) per garantire il pieno sfruttamento della resistenza fornita dal meccanismo ad arco (è già stato fatto notare come tale meccanismo caratterizzi le murature aventi uno certo spessore), dall'altro implementando un blocco che eviti l'innescarsi di meccanismi fragili locali, per garantire il corretto funzionamento del sistema e raggiungere effettivamente la capacità di riduzione del danno nel piano.

Naturalmente, al fine di ottenere gli aspetti sopra elencati, devono essere stabiliti determinati requisiti per le componenti del sistema. Per quanto riguarda i blocchi, essi devono avere cartelle relativamente spesse, rettilinee e continue, con percentuali di foratura non troppo elevate, da posare in modalità monostrato; inoltre, per evitare rotture non previste dell'arco in direzione verticale, la foratura dei blocchi dovrà essere in direzione verticale, garantendo maggiore resistenza e duttilità.

Tabella 18 - Requisiti Geometrici e Prestazionali dei Blocchi.

CARATTERISTICHE	BLOCCO BASE "ROBUSTO"	BLOCCO "LEGGERO"
<b>Spessore</b>	30 cm	
<b>Altezza</b>	19 -20 cm	
<b>Larghezza</b>	20 – 24 cm	
<b>Giunto Verticale</b>	Liscio	Incastro
<b>% Foratura</b>	45% - 50%	55% - 60%
<b>f<sub>v</sub></b>	≈ 12 MPa	≈ 10 MPa
<b>f<sub>H</sub></b>	≈ 2,5 MPa	
<b>Tipo Setti</b>	Tradizionali Rettilinei	
<b>t<sub>min</sub> Setti Esterni</b>	≈ 10 -11 mm	
<b>t<sub>min</sub> Setti Interni</b>	≈ 7 - 8 mm	

Per quanto riguarda i giunti in gomma invece, questi dovranno avere caratteristiche meccaniche differenti nelle tre direzioni principali in modo da assorbire gli spostamenti interpiano anche superiori al 2% (circa il doppio di quello che è in grado di sostenere una tamponatura robusta tradizionale analoga a quella richiesta) senza danneggiamento elevato della tamponatura, oltre che a non perdere la capacità di innescare il meccanismo ad arco in direzione verticale.

Poiché il fine di tale sistema deve essere la sua applicazione in un contesto residenziale/commerciale, esso dovrà soddisfare anche dei requisiti non strutturali, quali mantenere una capacità di isolamento termo-acustica adeguata ed in linea con una parete tradizionale, mantenere una resistenza al fuoco adeguata ed in linea con una parete tradizionale, mantenere bassi i costi di produzione e costruzione del nuovo sistema in modo da garantire un adeguato rapporto tra incremento dei costi e delle prestazioni.


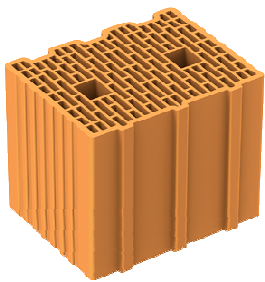
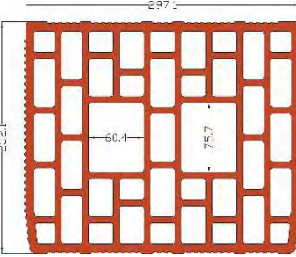
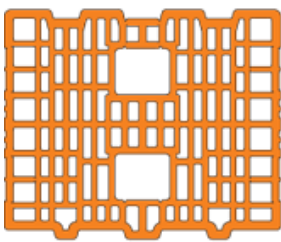
## 6.1 Caratterizzazione del Sistema Costruttivo

Sono stati presi in considerazione due tipologie di blocchi di muratura, caratterizzati essenzialmente da una diversa percentuale di vuoti:

- Blocco *Alveolater 25/30 h19 F60*, della ditta Stabila, denominato PCT60.
- Blocco *NR554 – Poroton P700 TS 30.24*, della ditta DANESI LATERTECH, denominato PCT50.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche principali.

Tabella 19 - Caratteristiche dei Blocchi di Muratura.

CARATTERISTICHE	PCT60 (Percentuale dei vuoti pari a 60)	PCT50 (Percentuale dei vuoti pari a 50)
		
Dimensioni		
Lunghezza [mm]	304	300
Profondità [mm]	246	250
Altezza [mm]	192	24,5
Peso [Kg]	8,87	13,8
Percentuale di Foratura [%]	59±1	50
Superficie Lorda [cm <sup>2</sup> ]	744	724
Superficie dei Fori [cm <sup>2</sup> ]	446,7	500
Spessore Minimo della Struttura [mm]	10	4,8

Spessore Medio della Membrana [mm]	8±0,8	≥ 8
N° Fori di Presa	2	2
Superficie Fori di Presa [cm <sup>2</sup> ]	35 + 35	87,5 + 87,5

## 6.2 Programma Sperimentale

I test sperimentali sono suddivisi in 3 fasi:

- Caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali, dei giunti speciali e dell'interazione tra giunto e blocco selezionato.
- Caratterizzazione delle proprietà meccaniche di assemblaggi di muratura.
- Test combinati *nel piano* e *fuori piano* su campioni in scala reale in c.a. tamponati.

### 6.2.1 Prove di Caratterizzazione dei Materiali e dei Fenomeni di Interazione.

#### 6.2.1.1 Test sul Calcestruzzo

Il test ha come scopo la definizione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impiegato nella costruzione dei telai utilizzate nell'ultima fase delle prove. Sono stati quindi eseguiti test di compressione su campione cubici e test per la determinazione del modulo elastico e della resistenza a trazione indiretta per splitting su campioni cilindrici.

Tabella 20 - Test sul Calcestruzzo e Normativa di Riferimento.

TIPO DI TEST	NORMA DI RIFERIMENTO
Modulo Elastico	EN 12390-13
Resistenza a Compressione	
Splitting	EN 12390-6

### 6.2.1.2 Test sulle Armature

Questi test hanno come obiettivo di definire le caratteristiche meccaniche delle armature impiegate nella realizzazione dei telai in c.a., utilizzate nell'ultima fase delle prove.

Tabella 21. - Test sulle Armature e Normativa di Riferimento.

TIPO DI TEST	NORMA DI RIFERIMENTO
Resistenza a Trazione	EN 6892-2
Modulo Elastico	

### 6.2.1.3 Test sulle Malte

Sono stati effettuati dei prelievi di malta durante la costruzione dei campioni destinate alle prove di caratterizzazione e durante la costruzione dei campioni a scala reale.

Tabella 22 - Test sulle Malte e Normativa di Riferimento.

TIPO DI TEST	NORMA DI RIFERIMENTO
Modulo Elastico	EN 12390-13
Resistenza a Flessione	EN 1015-11
Resistenza a Compressione	



Figura 70 - Test per la Resistenza a Flessione.





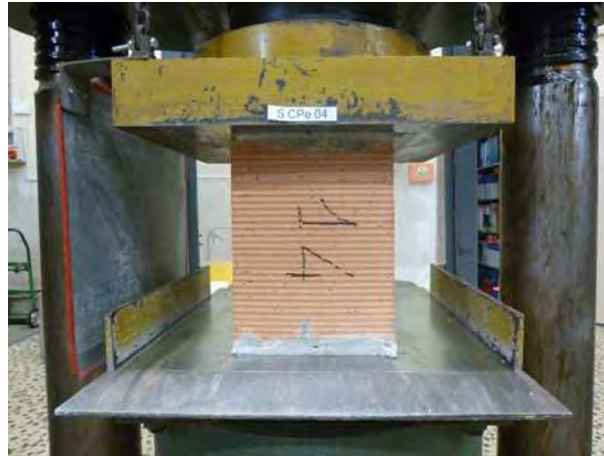
Figura 71 - Test per la Resistenza a Compressione.

#### 6.2.1.4 Test sui Blocchi

Questi test hanno l'obiettivo di definire compiutamente le caratteristiche geometriche e meccaniche dei blocchi di laterizio impiegati nella campagna sperimentale. La seguente tabella riassume il tipo e il numero di test condotti.

Tabella 23 - Test sui Blocchi e Normativa di Riferimento.

TIPO DI TEST	NORMA DI RIFERIMENTO
Resistenza a Compressione in Direzione $\perp$ ai Fori	EN 772-1
Resistenza a Compressione in Direzione $\parallel$ ai Fori	
Resistenza a Trazione Indiretta Longitudinale	EN 12390-6
Resistenza a Trazione Indiretta Trasversale	
Modulo Elastico in Direzione $\perp$ ai Fori	EN 12390-13
Modulo Elastico in Direzione $\parallel$ ai Fori	



*Figura 72 - Test per la Resistenza a Compressione in Direzione  $\perp$  ai Fori.*



*Figura 73 - Test per la Resistenza a Compressione in Direzione  $\parallel$  ai Fori.*

### 6.2.1.5 Shear Test su Triplette

Sono state eseguite delle prove di taglio su campioni costituiti da 3 blocchi assemblati al fine di determinare la resistenza caratteristica a scorrimento dei giunti di malta e il comportamento dei giunti in gomma. La normativa di riferimento per le modalità di tale prova è la UNI EN 1052-3.

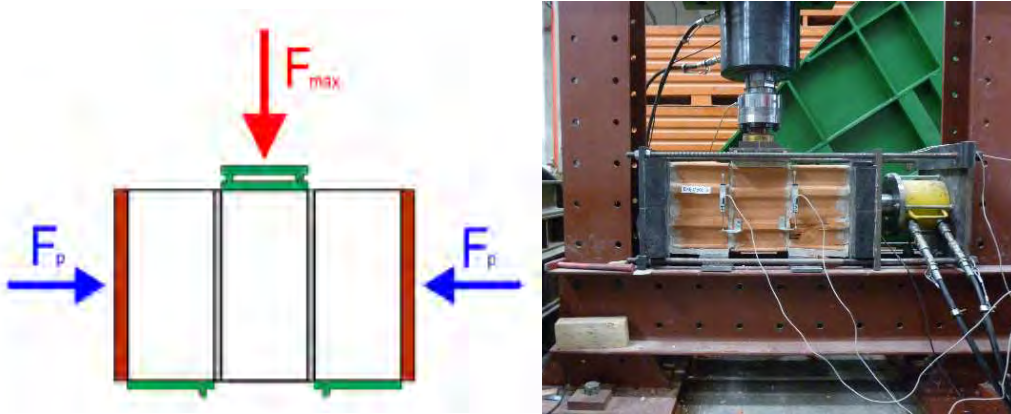


Figura 74 - Setup di Prova per Shear Test su Triplette: Schema delle Forze Applicate (sinistra) e Foto (destra).

Tabella 24 - Shear Test su Triplette e Normativa di Riferimento.

TIPO DI TEST	NORMA DI RIFERIMENTO	GIUNTO
Shear in Direzione Longitudinale	EN 1052-3	Malta
		Gomma
Shear in Direzione Trasversale		Malta
		Gomma

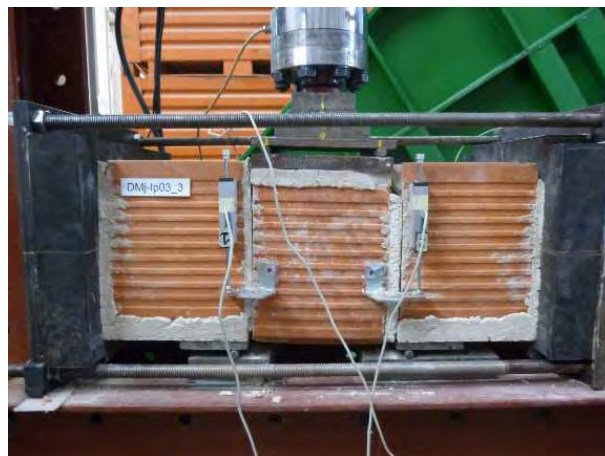


Figura 75 - Tripletta con Giunto in Malta.

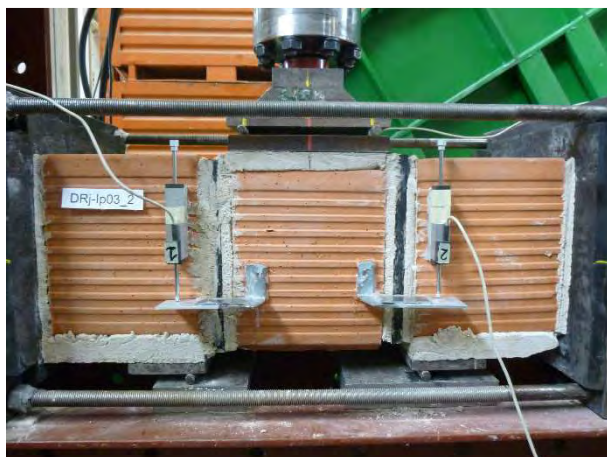


Figura 76 - Tripletta con Giunto in Gomma.

### 6.2.1.6 Test di Flessione su Triplette

Sono state eseguite delle prove di flessione su campioni composti da 3 blocchi assemblati al fine di determinare il comportamento a pressoflessione dei giunti di malta e il comportamento dei giunti in gomma. La normativa di riferimento per le modalità esecutive di tale prova è la UNI EN 1052-2, anche se semplificata e condotta a dimensioni ridotte rispetto a quelle definite dalla norma per gli scopi di ricerca.

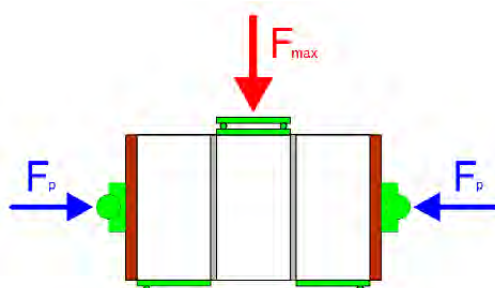


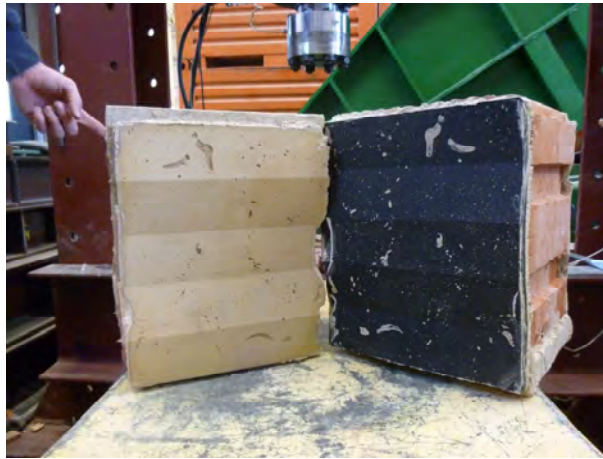
Figura 77 - Setup di Prova per Flessione su Triplette, Schema delle Forze Applicate.

Tabella 25 - Test per Flessione su Triplette.

TIPO DI TEST	NORMA DI RIFERIMENTO	GIUNTO
Flessione con Piano di Rottura Perpendicolare ai Giunti	/	Malta
		Gomma



*Figura 78 - Modalità di Collasso per Giunto in Malta.*



*Figura 79 - Modalità di Collasso per Giunto in Gomma.*

#### ***6.2.1.7 Test di Compressione su Pilastrini***

Sono state eseguite delle prove di compressione su campioni composti da 3 filari di blocchi, ciascuno costituito da 1 blocco intero e un mezzo blocco, assemblati al fine di determinare il comportamento locale di interazione blocco/giunto sotto azioni di compressione, in particolare nel caso dei giunti in gomma (e per confronto con i giunti in malta ordinari). La normativa di riferimento per le modalità esecutive di tale prova è la UNI EN 1052-1, anche se semplificata e condotta su campioni a dimensioni ridotte rispetto a quelle definite dalla norma per gli scopi della ricerca.

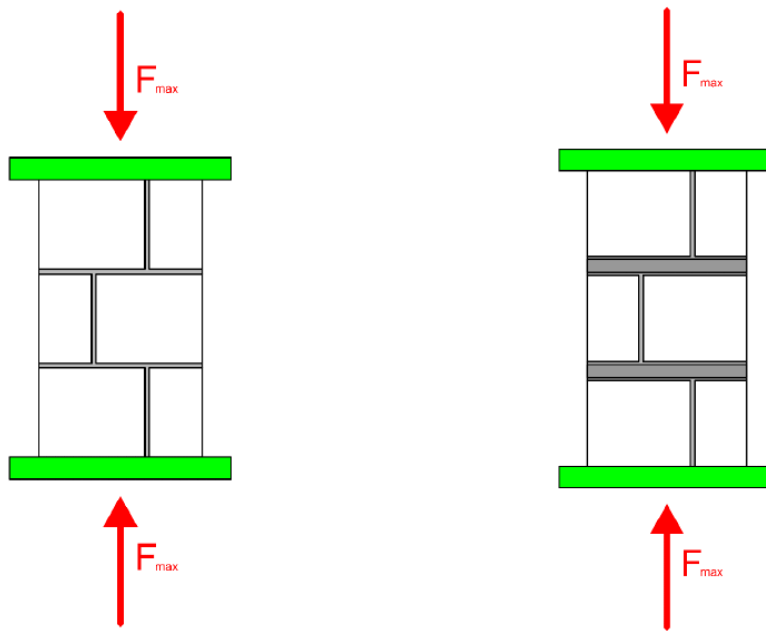


Figura 80 - Setup di Prova per Compressioni: Campione con Giunti Semplici (sinistra) e Campione con Giunti in Gomma (destra).



Figura 81 - Fessure Verticali per il Pilastrino con Giunti Ordinari.



*Figura 82 - Risultato Finale per Pilastrino con Giunti in Gomma.*

## **6.2.2 Test di Caratterizzazione Meccanica della Muratura**

### ***6.2.2.1 Compressione Monoassiale***

Questo test ha lo scopo di determinare le caratteristiche meccaniche della muratura assemblata quali la resistenza a compressione, il modulo elastico ed il modulo di Poisson. I test sono condotti su campioni di larghezza e altezza pari a circa un metro, realizzati sia con i giunti di allettamento ordinari, sia con giunti in gomma. I campioni sono testati in entrambe le direzioni principali, ovvero, con compressione in direzione parallela alle forature e con compressione perpendicolare alle forature. La normativa di riferimento per le modalità esecutive di tale prova è la UNI EN 1052-1.

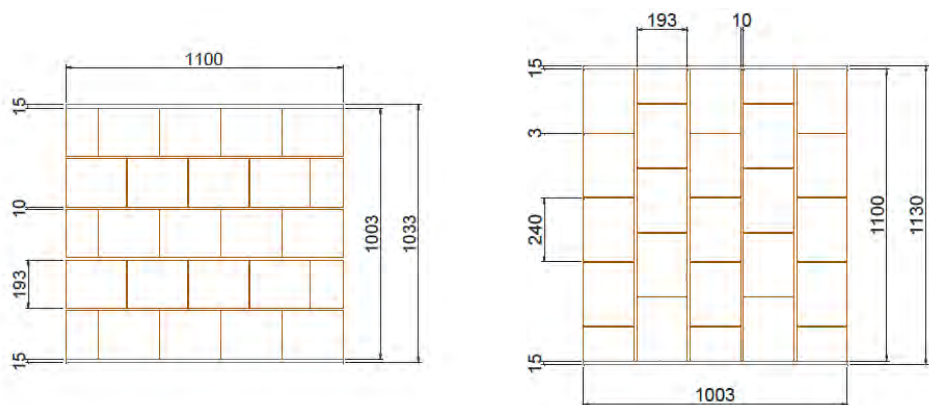


Figura 83 - Esempio di Campioni per il Test di Compressione Parallela (sinistra) e Perpendicolare (destra) alle forature.

Tabella 26 - Test di Compressione per la Muratura e Normativa di Riferimento.

TIPO DI TEST	NORMA DI RIFERIMENTO	GIUNTO
Compressione Parallela ai Fori	EN 1051-1	Malta
		Gomma
Compressione Perpendicolare ai Fori		Malta

### 6.2.2.2 Flessione

Questo test ha lo scopo di determinare la resistenza flessionale della muratura assemblata. I campioni hanno dimensioni di circa 170x60x30 cm rispettivamente in lunghezza, larghezza e spessore. I campioni sono realizzati sia con giunti di allettamento disposti longitudinalmente che trasversalmente, in modo da caratterizzare la resistenza flessionale in entrambe le direzioni principali della tamponatura.

Tabella 27 - Test di Flessione per la Muratura e Normativa di Riferimento.

TIPO DI TEST	NORMA DI RIFERIMENTO	GIUNTO
Flessione con Piano di Rottura Perpendicolare ai Letti di Malta	EN 1051-2	Malta
		Gomma
Flessione con Piano di Rottura Parallelo ai Letti di Malta		Malta



## 6.2.3 Test Combinati su Campioni a Scala Reale

### 6.2.3.1 Metodologia di Prova

In questa fase vengono testati dei telai in c.a. a singola campata a grandezza reale, tamponati sia parzialmente che completamente. I singoli test sperimentali sono condotti in 2 fasi:

1. Test *nel piano*;
2. Test *fuori piano*.

Nella prima fase, dopo aver precaricato i pilastri ad un livello costante di carico (400 kN ciascuno) per simulare la presenza dei piani superiori, è applicato un carico ciclico orizzontale a livello della trave superiore. La storia di spostamento sarà costituita da cicli sinusoidali di ampiezze crescenti e con picchi ripetuti tre volte per ogni ampiezza di spostamento, applicato con una procedura quasi-statica con una velocità di spostamento inferiore a 0,5 mm/s. la sequenza dei livelli di drift di riferimento corrispondenti agli spostamenti massimi applicati è:

- $\pm 0.1\%$ ;
- $\pm 0.2\%$ ;
- $\pm 0.3\%$ ;
- $\pm 0.4\%$ ;
- $\pm 0.5\%$ ;
- $\pm 0.6\%$ ;
- $\pm 0.8\%$ ;
- $\pm 1.0\%$ ;
- $\pm 1.2\%$ ;
- $\pm 1.6\%$ ;
- $\pm 2.0\%$ ;
- $\pm 2.4\%$ ;
- $\pm 3.2\%$ ;
- $\pm 3.4\%$  (massima corsa dell'attuatore).

Nella seconda fase, lo spostamento orizzontale è riportato a zero e, mantenendo costante il precarico sui pilastri, la parete di tamponamento viene spinta fuori piano mediante l'applicazione di un carico monotono crescente distribuito su 4 punti collocati ai terzi dell'altezza e della larghezza del pannello.

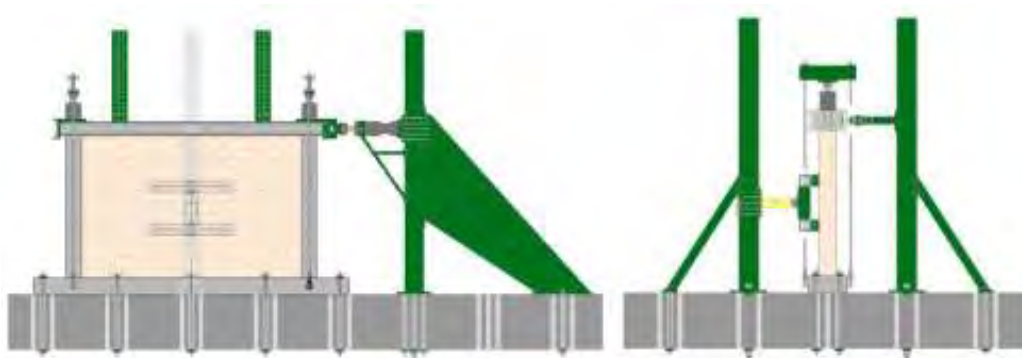


Figura 84 - Setup di Prova per i Test Nel Piano (sinistra) e Fuori Piano (destra).

### 6.2.3.2 Tipologia dei Campioni

Il programma sperimentale prevede la costruzione in totale di 9 telai monocampata in c.a., a seconda del grado di riempimento del portale e delle caratteristiche del tamponamento.

Quindi i 9 telai risultano così definiti:

1. Telaio Nudo, senza alcun tamponamento (Bare Frame), con massimo danno *nel piano* (tale test viene eseguito su telaio che era precedentemente costituito da due parziali riempimenti di tamponatura e testato solamente *fuori piano*; dopo la rimozione dei pannelli viene quindi preso il telaio nudo per eseguire la prova *nel piano*);
2. Telaio Totalmente Riempito con muratura ordinaria;
3. Telaio Totalmente Riempito con giunti in gomma standard;
4. Telaio Totalmente Riempito con giunti in gomma migliorati;
5. Telaio Completamente Riempito con giunti in gomma e senza giunti verticali colonna/tamponatura in gomma (al momento della redazione di tale lavoro di tesi questo punto non è ancora stato confermato);
6. Telaio con 2 pannelli (142x275 cm) di muratura con giunti in gomma e giunti verticali colonna/tamponatura in gomma (al momento della redazione di tale lavoro di tesi questo punto non è ancora stato confermato);
7. Telaio con 2 pannelli (142x275 cm) di muratura ordinaria (al momento della redazione di tale lavoro di tesi questo punto non è ancora stato confermato);
8. Telaio con 2 pannelli (142x275 cm) di muratura con giunti in gomma e senza giunti verticali colonna/tamponatura in gomma (al momento della redazione di tale lavoro di tesi questo punto non è ancora stato confermato);

9. Telaio con le stesse caratteristiche di quello al punto 4 ma testato ad un drift diverso (al momento della redazione di tale lavoro di tesi questo punto non è ancora stato confermato).

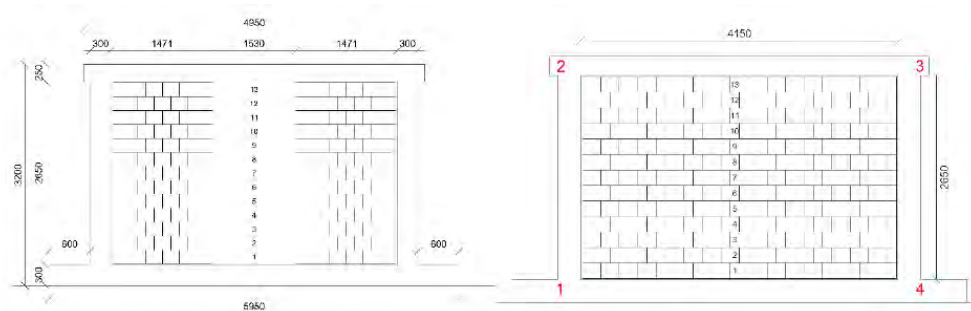


Figura 85 - Esempio di Tamponatura Parziale (sinistra) e Completa (destra).

## 6.2.4 Progettazione dei Campioni

I campioni sperimentali sono portali in c.a. in scala reale: tale scelta deriva dal fatto che una scala più piccola cambierebbe il rapporto di rigidezza telaio-tamponamento, fornendo risultati che potrebbero portare ad una valutazione errata del comportamento esaminato in fase sperimentale.

Per poter ottenere un dimensionamento di massima realistico del portale di prova, si è considerato un edificio a telaio, a tre piani fuori terra, con interpiano 3.00 m, maglia in pianta 4.50m x 4.50 m, regolare in pianta e in alzato, a duttilità alta. Analizzato quindi il telaio ideale di riferimento, è stato studiato il portale oggetto di test mediante un'analisi che simulasse le condizioni di prova in laboratorio. Sono state definite le sezioni resistenti in c.a. del portale al fine di garantire una rottura duttile del campione, permettendo le sole rotture a flessione ed evitando quelle a taglio. Relativamente ai nodi trave-pilastro è permessa la formazione di cerniere plastiche nella trave e non nei pilastri.

Per quanto riguarda la progettazione del tamponamento, al momento sono stati ripresi dei dati standard forniti da precedenti prove, dati che verranno in un secondo momento modificati inserendo le caratteristiche della nuova tipologia di tamponamento.

La progettazione è stata fatta secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (in seguito NTC 2008) con riferimento a normative di comprovata validità quando espressamente indicato all'interno della normativa nazionale.

### 6.2.4.1 Caratteristiche del Portale Considerato

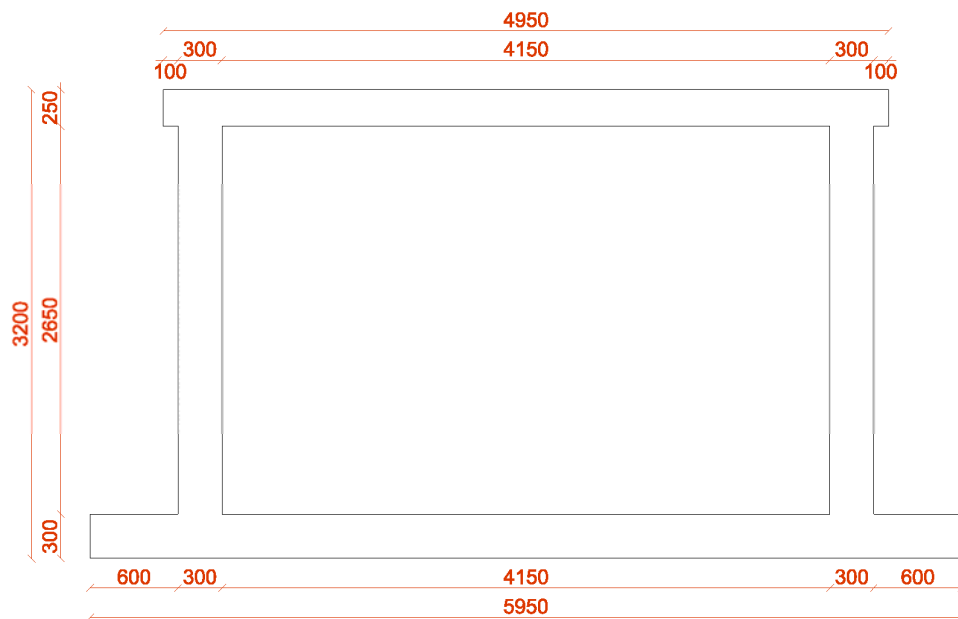


Figura 86 - Portale Oggetto dello Studio.

### 6.2.4.2 Analisi dei Carichi e Azioni Agenti

L'edificio supposto deve rappresentare una tipica costruzione presente nel territorio italiano in classe d'uso II, che preveda unicamente ambiente ad usi residenziali. L'analisi eseguita è di tipo bidimensionale, prendendo in esame una fascia esterna di telaio contenente tamponamenti di profondità pari a mezza campata. Nel modello in *Straus7* sono stati poi considerati i carichi successivamente descritti.

Al livello copertura sono stati omissi i carichi dovuti al tamponamento, in quanto non presente, e il carico neve, data l'ampia variabilità geografica dello stesso; è stato invece mantenuto il carico accidentale.

Si riportano i carichi agenti utilizzati per l'analisi statica:

- Peso Proprio del Solaio:

$$g_{1k} = 6 \text{ kN/m}^2 * \frac{h}{2} = 13,50 \text{ kN/m}$$

- Peso dei Tamponamenti:

$$g_{2k} = 3,7 \text{ kN/m}^2 * h = 10 \text{ kN/m}$$

- Carico Accidentale:

$$q_k = 2 \text{ kN/m}^2 * \frac{h}{2} = 4,50 \text{ kN/m}$$

- Peso Proprio del Telaio (riferito ai diversi livelli):

$$w_1 = \gamma_{cls} * (b * b * h * n_{pil} + b * h * l * n_{travi}) = 79,4 \text{ kN}$$

$$w_2 = \gamma_{cls} * (b * b * h * n_{pil} + b * h * l * n_{travi}) = 79,4 \text{ kN}$$

$$w_3 = \gamma_{cls} * (b * b * h/2 * n_{pil} + b * h * l * n_{travi}) = 59,2 \text{ kN}$$

Si è quindi adottata un'analisi statica lineare dell'edificio. Sono state quindi calcolate le masse agenti sui tre livelli dell'edificio al fine di ricavare le corrispettive forze statiche equivalenti da applicare:

- $W_1 = w_1 + (g_{1k} + g_{2k} + q_k) * l * n_{campate} = 457,41 \text{ kN}$

- $W_2 = w_2 + (g_{1k} + g_{2k} + q_k) * l * n_{campate} = 457,41 \text{ kN}$

- $W_3 = w_3 + (g_{1k} + q_k) * l * n_{campate} = 302,16 \text{ kN}$

Dato che i parametri sismici indicati nella normativa italiana sono legati alle caratteristiche geografiche locali, sono stati adottati i parametri indicati nella normativa europea, in linea con la vecchia normativa nazionale.

Tabella 28 - Parametri Sismici.

$F_0$	Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale	2,5
$a_g$	Accelerazione orizzontale massima al sito, corrispondente ad una zona sismica 2	0,25g
$S$	Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	$S = S_S S_T = 1$ $S_S$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (assunto pari a 1) $S_T$ coefficiente di amplificazione topografica (assunto pari a 1)
$T_C^*$	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0,4 s
$q$	Fattore di struttura per strutture a telaio in classe di duttilità alta	$q = 4,5 \alpha_u / \alpha_l = 5,85$ $\alpha_u / \alpha_l = 1,3$ per strutture con più piani e più campate
$T_1$	Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0,075 (9)^{3/4} = 0,39 s$ H è l'altezza della costruzione rispetto al piano di fondazione; $C_1$ vale 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in c.a.

L'azione sismica di progetto è stata definita mediante lo spettro di progetto delle NTC 2008 per analisi lineari. I parametri che definiscono lo spettro sono:

Tabella 29 - Parametri dello Spettro di Progetto Secondo NTC2008.

$T_C$	Periodo corrispondente all'inizio dello spettro ad accelerazione costante	$T_C = C_C T_C^* = 0,4 s$ $C_C$ coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, assunto pari a 1 (terreno tipo A)
$T_B$	Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	$T_B = T_C / 3 = 0,15 s$
$T_D$	Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante	$T_D = 4,0 (a_g / g) + 1,6 = 2 s$

Essendo  $T_1$  compreso tra  $T_B$  e  $T_C$ , si ottiene lo spettro di risposta elastico in accelerazione di progetto  $S_d(T_1)$ :

$$S_d(T_1) = a_g S \frac{1}{q} F_0 = 0.25 * 9.81 * 1 * \frac{1}{5.85} * 2.5 = 1.05$$

L'entità delle forze orizzontali si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame. A favore di sicurezza, sono state concentrate le masse dei diversi piani rispettivamente nella quota corrispondente agli orizzontamenti.

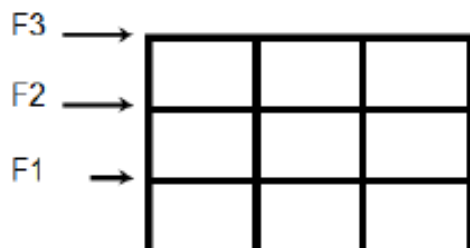


Figura 87 - Distribuzione delle Forze Orizzontali.

La forza sismica orizzontale totale agente e le forze orizzontali equivalenti da applicare ad ogni livello sono:

$$F_h = S_d(T_1) W_{tot} \frac{\lambda}{g} = 1.05 * 1287 * \frac{0.85}{9.81} = 110,52 \text{ kN}$$

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

Dove:

- $W_{tot}$  è il peso complessivo della costruzione;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti;
- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $F_i$  è la forza da applicare alla massa i-esima, quindi al piano i-esimo;
- $W_i, W_j$  sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j;
- $z_i, z_j$  sono le quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j.

I valori delle forze orizzontali ottenuti sono quindi:

- $F_1 = 22 \text{ kN}$  (primo livello);
- $F_2 = 44 \text{ kN}$  (secondo livello);
- $F_3 = 44 \text{ kN}$  (terzo livello).

### 6.2.4.3 Analisi del Tamponamento

A questo punto si deve introdurre il tamponamento ed in particolare le sue caratteristiche, al fine di poter risalire alle azioni agenti. Poiché in questo momento della redazione di tale progetto tali caratteristiche non sono ancora note, si procede col riportare i dati relativi ad un pannello murario armato in maniera classica e di conseguenza la restante parte di questo lavoro fa riferimento ad essi. Eventualmente in un secondo momento sarà possibile eseguire una nuova modifica andando a cambiare proprio questi valori per renderli coerenti col nuovo pannello murario oggetto dello studio.

Per quanto riguarda le azioni agenti *fuori piano* sul tamponamento, si considera il pannello murario semplicemente appoggiato alla base e in sommità.

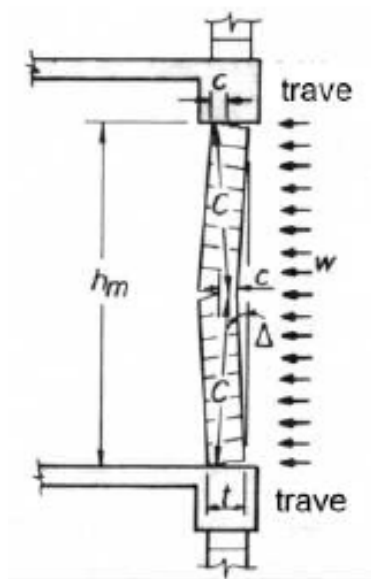


Figura 88 - Schema di Applicazione dell'Azione Sismica al Tamponamento.

Si stima una massa del tamponamento di  $350 \text{ kg/m}^2$ . Si ricavano quindi i parametri meccanici della muratura:

- $M = m_{\text{tamp}} \cdot (b \cdot h) = 350 \cdot (4,15 \cdot 2,65) = 3849 \text{ kg};$
- $E = 1000 f_k = 1000 \cdot 5,3 = 5300 \text{ N/mm}^2 = 5,3 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2;$
- $I = (b \cdot t^3) / 12 = (4,15 \cdot 0,33) / 12 = 0,00934 \text{ m}^4;$
- $K = \frac{384EI}{5h^3} = \frac{384 \cdot 5,3 \cdot 10^9 \cdot 0,00934}{5 \cdot 2,65^3} = 2,04 \cdot 10^8 \text{ N/m};$
- $T_a = 2\pi\sqrt{M/K} = 2\pi\sqrt{3849 / 2,04 \cdot 10^8} = 0,027 \text{ s}.$

Con:

- $M$  massa totale del tamponamento;
- $f_k$  resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- $E$  modulo di elasticità normale secante;



- $I$  momento d'inerzia del pannello di tamponamento;
- $K$  rigidità del pannello di tamponamento;
- $T_a$  periodo di vibrazione corrispondente al tamponamento.

Secondo NTC2008, in mancanza di analisi più accurate, l'accelerazione massima  $S_a$  può essere calcolata come:

- $\alpha = a_g/g = 0,25$
- $Z = n_{\text{piani}} * h_{\text{piani}} - h_{\text{tamp}}/2 = 7,5 \text{ m}$
- $H = n_{\text{piani}} * h_{\text{piani}} = 9 \text{ m}$
- $S_a \geq \alpha S = 0,25$
- $S_a = \alpha S \{ [3(1 + Z/H)/(1 + (1 - T_a/T_1)^2)] - 0,5 \} =$   
 $0,25 * 1 \{ [3(1 + 7,5/9)/(1 + (1 - 0,028/0,39)^2)] - 0,5 \} = 0,61$

Con:

- $\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità  $g$ ;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- $Z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
- $H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Per il calcolo della forza sismica orizzontale agente sull'elemento non strutturale si utilizza un fattore di struttura pari a 2 (corrispondente a pareti non strutturali esterne):

$$F_a = \frac{S_a * W_a}{q_a} = \frac{0,61 * 3849 * 9,81}{2} = 11559,5 \text{ N}$$

Con:

- $F_a$  è la forza sismica orizzontale agente sul centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- $W_a$  è il peso complessivo del muro compreso tra i due solai;
- $q_a$  è il fattore di struttura dell'elemento.

Distribuendo il carico sull'intera superficie del pannello si ottiene:

$$Q_E = \frac{F_a}{l * h} = \frac{11559,5}{4,15 * 2,65} = 1051 \text{ N/m}^2 \sim 1,05 \text{ kN/m}^2$$

#### 6.2.4.4 Progettazione del Tamponamento

Il portale oggetto del test presenta dimensioni nette interne di 4,15 m per 2,65 m. Il comportamento fuori piano del tamponamento è difficilmente prevedibile, soprattutto dopo il danneggiamento nel piano. Il meccanismo di rottura fuori piano che si instaura viene collocato all'interno di un range di comportamenti i cui estremi sono identificabili dal comportamento ad arco e dal comportamento in semplice appoggio: il primo ben rappresenta il comportamento fuori piano di un tamponamento ancora integro, il secondo invece descrive meglio l'azione di un pannello già danneggiato.

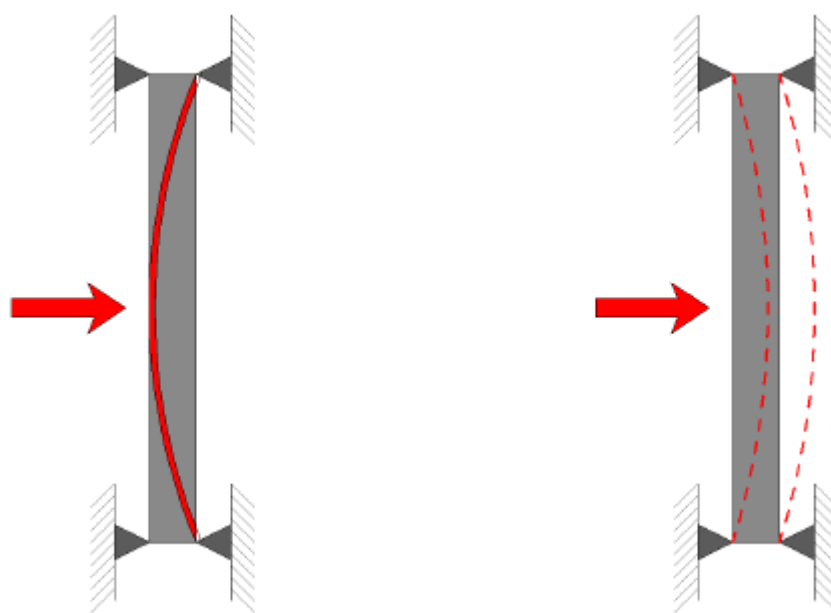


Figura 89 - Meccanismo ad Arco e in Semplice Appoggio.

L'armatura del tamponamento viene progettata considerando il caso di semplice appoggio, poiché vi è un significativo incremento di resistenza a flessione (e non di resistenza a compressione dei blocchi come nel primo meccanismo, il quale non sfrutta nemmeno l'eventuale armatura interna presente in posizione centrale).

Si è progettato il tamponamento con un'armatura orizzontale costituita da staffe  $\phi 6$  mm con interasse 600 mm (3 corsi) e quattro barre verticali  $\phi 8$  mm con interassi 1090 – 1530 – 1090 mm. La disposizione delle barre verticali permette così di realizzare la configurazione con tamponamento parzialmente tamponato con foro centrale di larghezza 120 cm. Tale configurazione rappresenta infatti le condizioni reali di parete con al centro una porta.

Le barre verticali vengono connesse per la loro lunghezza di aderenza a quattro spezzoni di armatura preventivamente inserite nella soletta di base e nella trave superiore. Tale sistema, di difficile realizzazione, potrebbe essere riproposto nella realtà attraverso l'utilizzo di resine per l'ancoraggio adottate al fine di evitare sfilamenti delle barre dagli elementi in c.a..

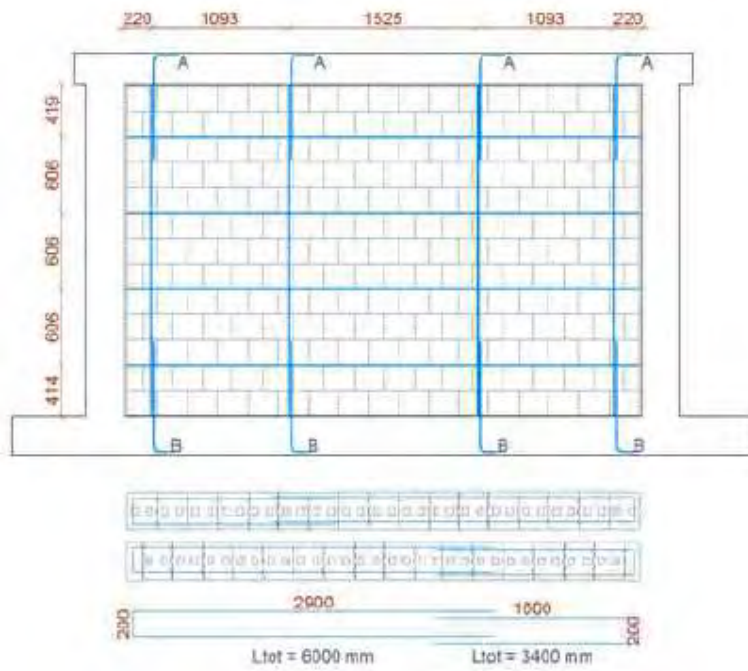


Figura 90 - Portale Completamente Tamponato.

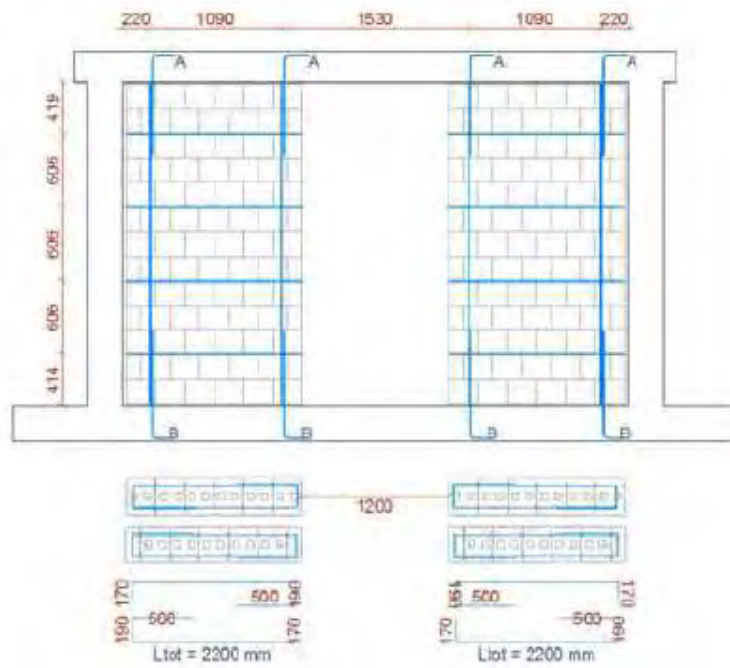


Figura 91 - Portale Parzialmente Tamponato.

Dall'analisi svolta precedentemente è stato ricavato un carico sismico agente pari a 1.05 kN/m<sup>2</sup> che induce un momento sollecitante perpendicolare ai giunti  $M_{s1} = 1.4$  kNm ed un momento sollecitante massimo parallelo ai giunti  $M_{s2} = 1.4$  kNm, entrambi inferiori ai rispettivi momenti resistenti  $M_{rd1} = 2.8$  kNm e  $M_{rd2} = 2.8$  kNm.

- Portale Completamente Tamponato

$$z_1 = \min \left\{ d \left[ 1 - 0,5 * \left( \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \right]; 0,95d \right\}$$

$$= \min \left\{ 275 \left[ 1 - 0,5 * \left( \frac{28 * 391}{600 * 275 * 2,65} \right) \right]; 0,95 * 150 \right\} = 261 \text{ mm}$$

$$M_{rd1} = A_s f_d z_1 = \frac{28 * 391 * 261}{1000000} = 2,8 \text{ kNm}$$

$$M_{s1} = \frac{1}{8} Q l^2 = \frac{1}{8} (1,05 * 0,6) 4,15^2 = 1,4 \text{ kNm}$$

- Portale Parzialmente Tamponato

$$z_2 = \min \left\{ d \left[ 1 - 0,5 * \left( \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \right]; 0,95d \right\}$$

$$= \min \left\{ 150 \left[ 1 - 0,5 * \left( \frac{50 * 391}{1000 * 150 * 2,65} \right) \right]; 0,95 * 150 \right\} = 143 \text{ mm}$$

$$M_{rd2} = A_s f_d z_2 = \frac{50 * 391 * 143}{1000000} = 2,8 \text{ kNm}$$

$$M_{s2} = \frac{1}{8} Q l^2 = \frac{1}{8} (1,05 * 1,53) 2,65^2 = 1,4 \text{ kNm}$$

Con:

- $z$  altezza utile;
- $A_s$  area dell'armatura;
- $f_{yd}$  resistenza a trazione di progetto dell'acciaio d'armatura;
- $b$  interasse tra le armature;
- $z$  distanza dalle barre d'armatura dal bordo esterno della parete;
- $f_d$  resistenza a compressione di progetto della muratura.

La resistenza a taglio effettiva (senza coefficienti di sicurezza) del tamponamento  $V_{rk}$  è calcolata secondo le NTC 2008:

- $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_{n,sperimentale} = 0,3 + 0,4 * 0,23 = 0,39 \text{ N/mm}^2$
- $V_{m,sperimentale} = f_{vk} t d = \frac{0,39 * 300 * 3400}{1000} = 400 \text{ kN}$
- $V_{rk} = V_{m,sperimentale} = 400 \text{ kN}$

Dove:

- $V_m$  resistenza a taglio muratura semplice;
- $V_s$  contributo dell'armatura orizzontale;
- $t$  spessore tamponamento;
- $d$  altezza utile (assunta pari alla distanza tra il lato compresso ed il baricentro delle due barre esterne di armatura);
- $A_{sw}$  armatura orizzontale sul singolo giunto;
- $s$  interasse armature orizzontali;
- $f_{vk}$  resistenza caratteristica a taglio muratura;
- $f_{yk}$  resistenza caratteristica a snervamento acciaio.

#### **6.2.4.5 Progettazione del Portale**

Il portale di prova è progettato come parte dell'edificio descritto nell'introduzione di questo lavoro. Si è proceduto con l'analisi lineare statica dell'edificio tipo considerato, applicando carichi ed azioni determinate in §7.2.4.2; tale analisi è stata fatta su telaio nudo, privo quindi dei tamponamenti. Attraverso il programma *Straus7* sono state analizzate diverse combinazioni di carico, con particolare attenzione data a quella sismica, poiché combinazione più gravosa. I parametri di sollecitazioni trovati sono quindi:

*Tabella 30 - Parametri di Sollecitazione Più Gravosi.*

<b>Elemento</b>	<b>M + [kNm]</b>	<b>M - [kNm]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>N [kN]</b>
<b>Trave Appoggio</b>	12,68	-84	84	
<b>Trave Mezzeria</b>	33,79			
<b>Pilastro Base</b>	37,1	-57,49	31,53	355,32

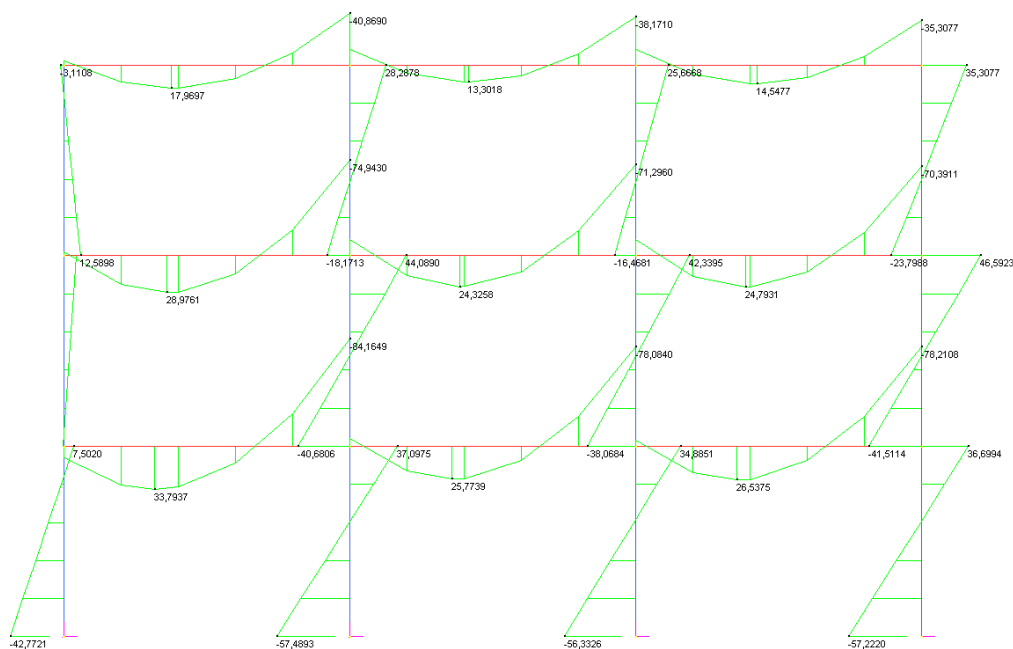


Figura 92 - Analisi Statica Lineare, Combinazione Sismica.

Al fine di riprodurre in laboratorio una situazione simile al caso tipo, si è deciso di progettare la trave in appoggio secondo NTC2008 per il massimo momento ricavato dall'edificio tipo.

Quindi mediante *Straus7* è stato analizzato il portale in configurazione di test e si è caricato fino ad avere un momento sollecitante per la trave in appoggio simile a quello resistente della stessa trave precedentemente progettata. Successivamente è stato progettato l'intero portale secondo i nuovi parametri di sollecitazione determinati. Al fine di considerare l'andamento a farfalla su tutti gli elementi del momento agente sul portale e la simmetria nei due casi di spinta e trazione, è stata adottata armatura simmetrica.

Nella progettazione sono stati rispettati i limiti geometrici e di armatura minima indicati dalle NTC2008. Si riportano ora i parametri meccanici dei materiali adottati per la progettazione del portale:

- CALCESTRUZZO C25/30 (Per la Trave)
  - $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ;
  - $f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2$ ;
  - $f_{cd} = 14 \text{ N/mm}^2$ ;
  - $f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$ ;
  - $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$ .

- CALCESTRUZZO C30/37 (Per i Pilastri)

- $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ;
- $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$ ;
- $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ ;
- $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ ;
- $E_c = 32837 \text{ N/mm}^2$ .

- ACCIAIO B450C

- $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;
- $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ ;
- $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ .

Mediante il software di calcolo *VcaSlu* del prof. Piero Gelfi si è progettata la sezione della trave soggetta ad un momento sollecitante di 84 kNm in appoggio. Nel progetto delle sezioni viene imposta armatura simmetrica e staffe a due bracci.

Figura 93 - Form di Progettazione della Trave in Appoggio. Software *VcaSlu* di Gelfi.

Si riportano quindi le caratteristiche geometriche ed i momenti resistenti (con  $M_{rk}$  il momento resistente ultimo al netto dei coefficienti di sicurezza):

*Tabella 31 - Trave: Caratteristiche Geometriche e Momento Resistente in Appoggio.*

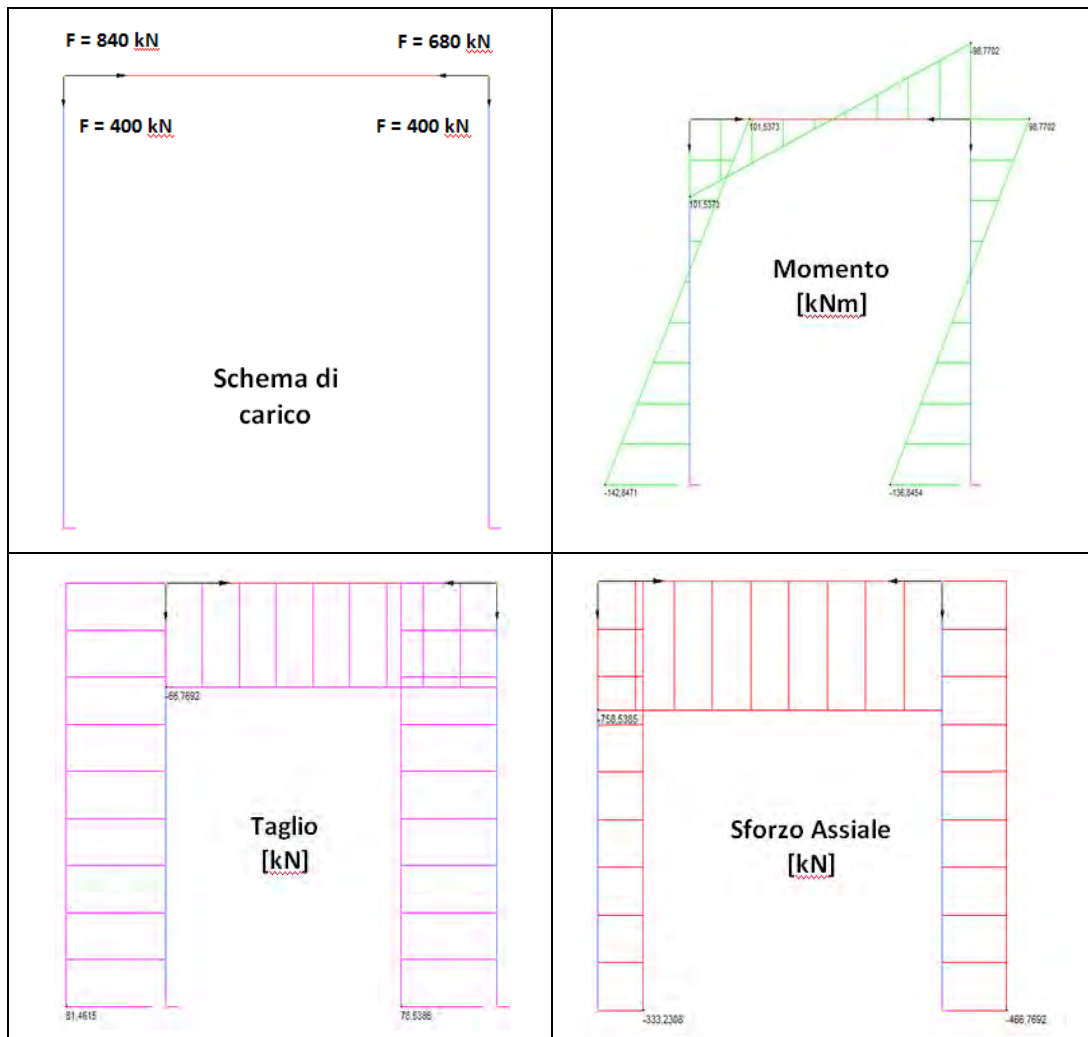
TRAVE	Sezione [mm]	$A_{sup}$	$A_{inf}$	$M_s$ [kNm]	$M_r$ [kNm]	$M_{rk}$ [kNm]
<b>Appoggio</b>	500 x 250	6 $\phi$ 16	6 $\phi$ 16	84	88,4	103

A questo punto si analizza in Straus7 il portale sottoposto alle condizioni di prova, con un carico verticale di 400 kN applicato a ciascun pilastro, soggetto pure alla spinta orizzontale nel piano applicata in corrispondenza del nodo trave pilastro. Il valore di 400 kN approssima i risultati ottenuti dall'analisi dell'edificio tipo fatta in precedenza. Sempre in questo modello è stato considerato un carico di compressione alla trave di 680 kN, corrispondente ad un carico di 17t applicato ai quattro tiranti che attraversano la trave e garantiscono la corretta trasmissione della prova.

Con un carico di 160 kN applicato nel piano, nel baricentro della sezione di testa della trave superiore, il portale raggiunge un momento in corrispondenza della trave nella posizione di appoggio prossimo a quello ottenuto nell'analisi globale dell'edificio. Lo spostamento del nodo per tale forza è di 1,3 cm. Per tale forza si ottengono dei nuovi parametri di sollecitazione:



Tabella 32 - Parametri di Sollecitazione nelle Condizioni di Prova.



Per quanto riguarda il taglio, nel caso di portale tamponato la muratura induce sforzo maggiore ai nodi del portale, fatto legato alla resistenza a taglio del tamponamento stesso. Per la progettazione del portale completamente tamponato si adotta la schematizzazione a puntone equivalente proposta dalla Circolare nr. 65 del 10 aprile 1997, riportando quindi il problema a quello della risoluzione di una struttura reticolare.

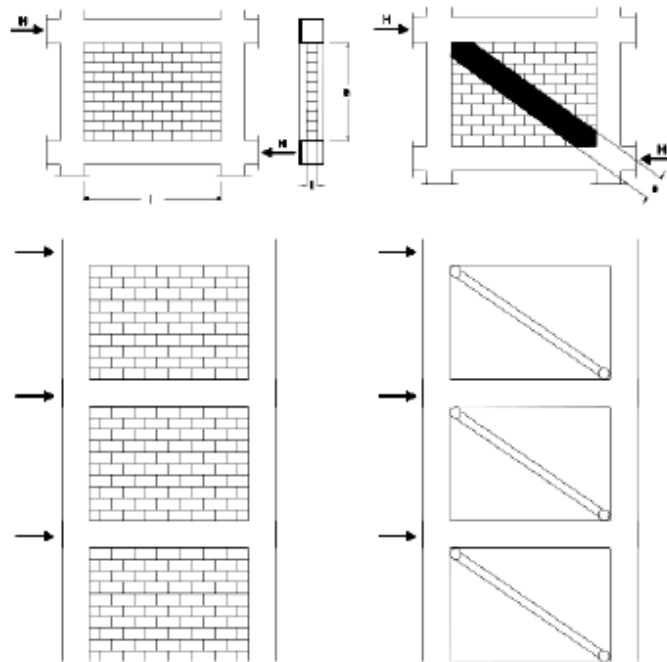


Figura 94 - Schematizzazione del Telaio Tamponato Secondo il Metodo del Puntone Equivalente.

Il caso più gravoso in termini di sollecitazioni è quello con portali completamente tamponato con muratura armata, in quanto presenta una resistenza a taglio maggiore.

Considerando che la componente orizzontale  $V_{sh}$  della forza obliqua indotta dal puntone  $F_p$ , determinata in §7.2.4.3, è pari alla resistenza a taglio della muratura  $V_{rk}$ , si hanno allora le seguenti forze agenti al nodo del telaio:

- $V_{sh} = V_{rk} = 400 \text{ kN}$
- $F_p = V_{rk} / \cos\theta = 400 / \cos 33 = 477 \text{ kN}$
- $V_{sv} = F_p \sin\theta = 477 * \sin 33 = 260 \text{ kN}$

La sollecitazione di taglio indotta dal tamponamento nel nodo del portale è superiore rispetto a quelle riscontrate nel caso di portali nudo sia sulla trave che sul pilastro, i quali vanno quindi riprogettati a taglio per i valori legati alla presenza del puntone equivalente.

## DIMENSIONAMENTO DELLA TRAVE TRAMITE SOFTWARE VCASLU

La lunghezza di ancoraggio dell'armatura in condizioni di buona aderenza è calcolata, secondo UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2, assumendo che la tensione di lavoro della barra sia pari alla tensione di snervamento di progetto:

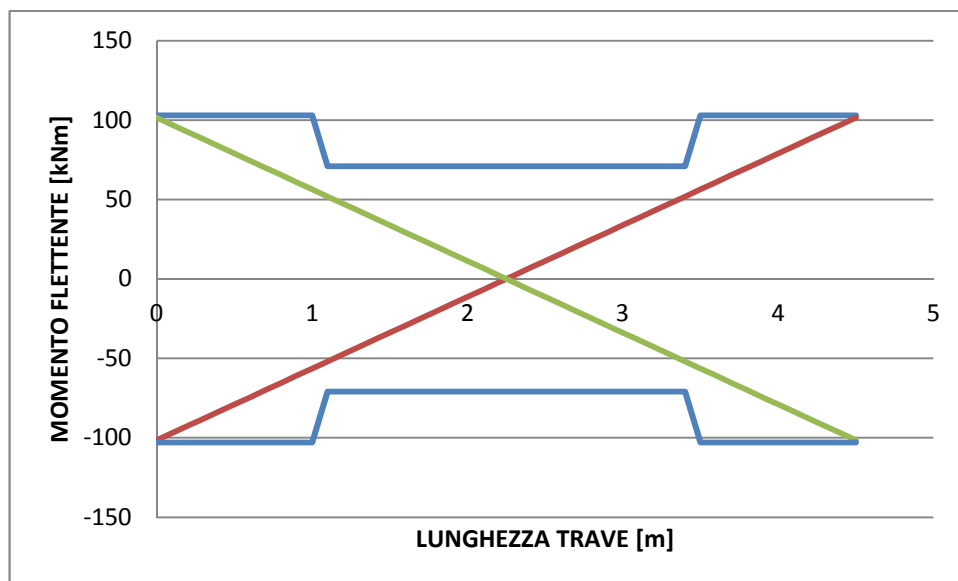
$$l_b = \left(\frac{\phi}{4}\right) * \left(\frac{f_{yd}}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{16}{4}\right) * \left(\frac{391}{2,7}\right) = 580 \text{ mm}$$

La lunghezza critica della trave risulta:  $L_{cr} = 1,5 * h = 1,5 * 250 = 375 \text{ mm}$

Si esegue il calcolo tramite il software VcaSlu, al netto dei coefficienti di sicurezza, definendo le caratteristiche geometriche ed i momenti resistenti per le due parti d'interesse della trave:

*Tabella 33 - Trave: Caratteristiche Geometriche e Momento Resistente al netto dei Coefficienti di Sicurezza.*

TRAVE	Sezione [mm]	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	M <sub>s</sub> [kNm]	M <sub>rk</sub> [kNm]
<b>Appoggio</b>	500 x 250	6 φ 16	6 φ 16	101,5	137,1
<b>Parte centrale (2500 mm)</b>	500 x 250	4 φ 16	4 φ 16	57	109,1



*Figura 95 - Trave: Momento Resistente (blu) Comparato al Momento Sollecitante in Spinta (rosso) e in Trazione (verde).*

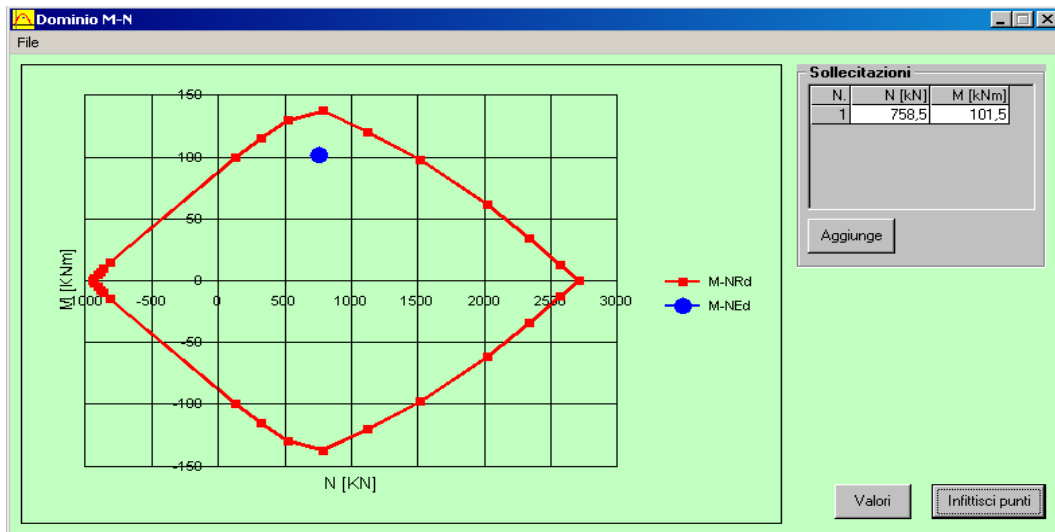


Figura 96 - Diagramma M-N in Appoggio.

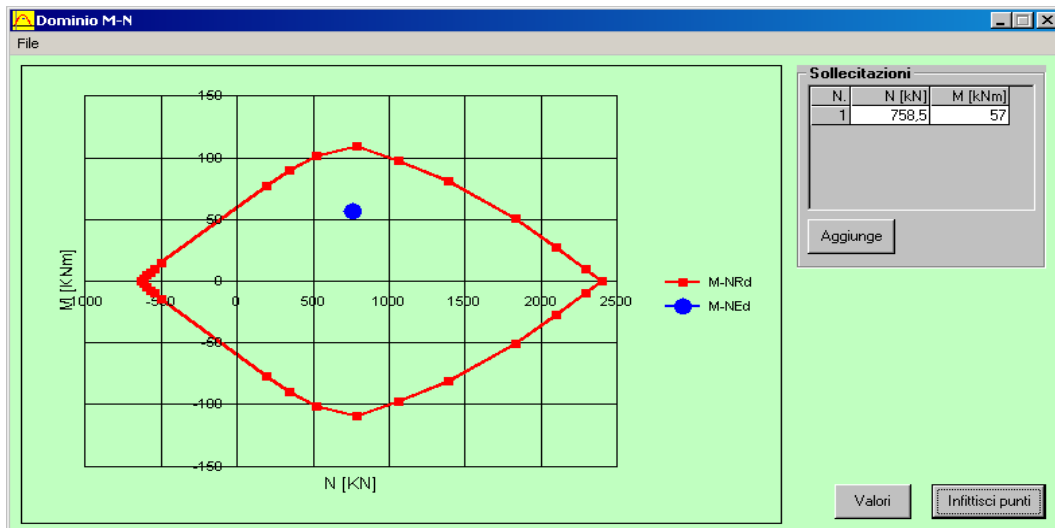


Figura 97 - Diagramma M-N in Mezzeria.

## DIMENSIONAMENTO DELLA TRAVE TRAMITE CALCOLO MANUALE

La lunghezza critica della trave risulta:  $L_{cr} = 1,5 \cdot h = 1,5 \cdot 250 = 375 \text{ mm}$

La lunghezza di ancoraggio dell'armatura in condizioni di buona aderenza è calcolata, secondo UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2, assumendo che la tensione di lavoro della barra sia pari alla tensione di snervamento di progetto:

$$l_b = \left(\frac{\phi}{4}\right) * \left(\frac{f_{yd}}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{16}{4}\right) * \left(\frac{391}{2,7}\right) = 580 \text{ mm}$$

Si valuta ora la resistenza a taglio della trave senza armatura a taglio:

$$V_{Rd,c} = 0,18 \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho_1 0,85 f_{ck})^{1/3} \right] bd = 109,4 \text{ kN} < V_s = 260 \text{ kN}$$

Bisogna quindi inserire l'armatura a taglio: si predispone staffatura  $\phi 8$  a due bracci ( $A_{sw} = 100,5 \text{ mm}^2$ ), passo 6 cm ( $\alpha = 90^\circ$ ,  $\theta = 25^\circ$ ):

- $V_{R,sd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yk} (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha = 0,9 * 214 * 100,5 * \frac{450}{60} * 2,14 = 311 \text{ kN}$
- $V_{R,cd} = 0,9db_w \alpha_c f'_{ck} \frac{(\cot\alpha + \cot\theta)}{1 + \cot^2\theta} = 699,6 \text{ kN}$
- $V_{rk} = \min(V_{R,sd}, V_{R,cd}) = 311 \text{ kN} > V_s$

Quindi nella parte critica di estensione 100 cm si andrà a disporre una staffatura  $\phi 8$  a due bracci con passo 6 cm. Nella parte centrale invece, di estensione 250 cm, si potrà predisporre, al fine di superare il valore del taglio sollecitante  $V_s = 84 \text{ kN}$ , una staffatura  $\phi 8$  a due bracci con passo 13 cm, ottenendo infatti un taglio resistente  $V_{rk} = 143 \text{ kN}$ .

## DIMENSIONAMENTO DEI PILASTRI TRAMITE SOFTWARE VCASLU E CALCOLO MANUALE

Si procede con la progettazione del pilastro per il quale si è adottato un calcestruzzo C30/37 per incrementare il taglio resistente:

Tabella 34 - Pilastro: Caratteristiche Geometriche e Momento Resistente al netto dei Coefficienti di Sicurezza.

PILASTRO	Sezione [mm]	$A_{sup}$	$A_{mid}$	$A_{inf}$	$M_s$ [kNm]	$M_{rk}$ [kNm]
Sommità	300 x 300	3 $\phi$ 22	2 $\phi$ 22	3 $\phi$ 22	101,5	188
Base	300 x 300	3 $\phi$ 22	2 $\phi$ 22	3 $\phi$ 22	142,8	188

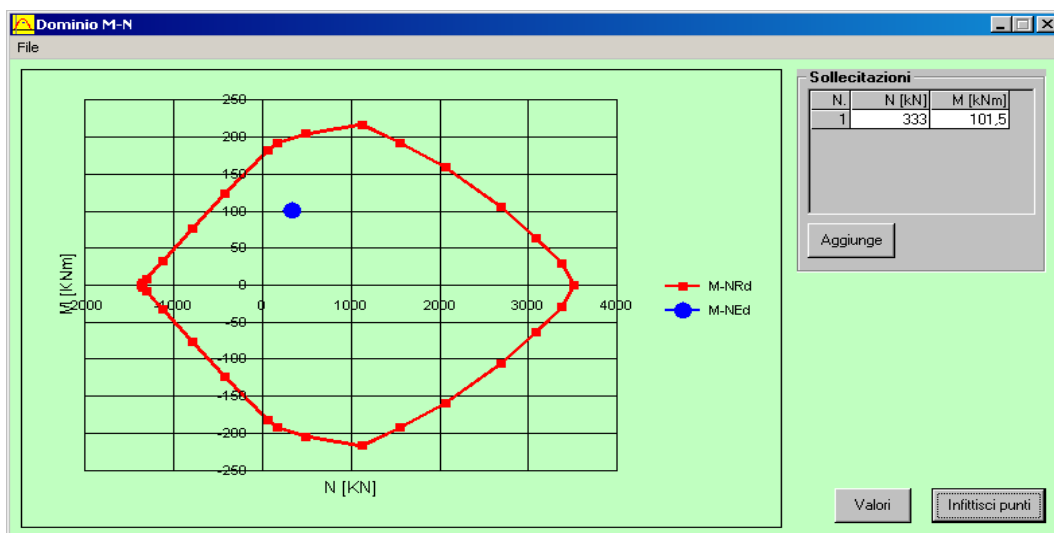


Figura 98 - Diagramma M-N del Pilastro in Sommità.

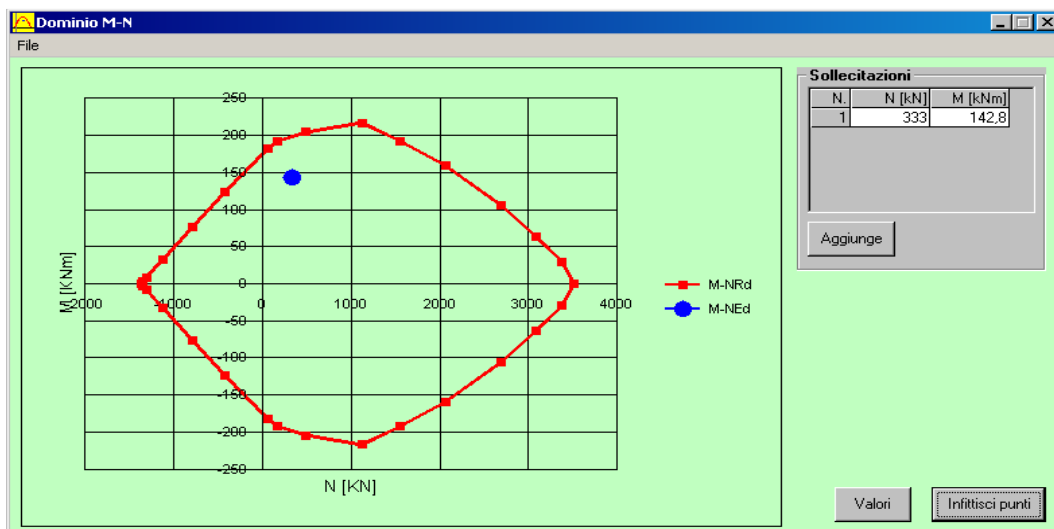


Figura 99 - Diagramma M-N del Pilastro alla Base.

Al fine di evitare la plasticizzazione nei pilastri, secondo NTC 2008, deve essere verificato:

$$M_{rk,p} > \alpha * M_{rk,t} \rightarrow 188 \text{ kN} > 1,30 * 137,1 = 178,2 \text{ kN}$$

Dove:

- $M_{rk,p}$  è il momento resistente effettivo del pilastro;
- $\alpha$  è pari a 1,30 per strutture ad alta duttilità;
- $M_{rk,t}$  è il momento resistente effettivo della trave.

La lunghezza critica della trave risulta:  $L_{cr} = 1,5 * h = 1,5 * 300 = 450 \text{ mm}$

La lunghezza di ancoraggio dell'armatura in condizioni di buona aderenza è calcolata, secondo UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2, assumendo che la tensione di lavoro della barra sia pari alla tensione di snervamento di progetto:

$$l_b = \left(\frac{\phi}{4}\right) * \left(\frac{f_{yd}}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{22}{4}\right) * \left(\frac{391}{3}\right) = 716,8 \text{ mm}$$

Per il rispetto della gerarchia delle resistenze occorre verificare il pilastro per un taglio sollecitante di calcolo  $V_{Ed}$  fuori dalla zona critica, dove quindi vi sono meno staffe:

$$V_{Ed} = \frac{\alpha(M_{rk,p,sup} + M_{rk,p,inf})}{L_p} = \frac{1,3(188 + 188)}{2,7} = 181,1 \text{ kN}$$

Si predispone staffatura  $\phi 10$  a due bracci ( $A_{sw} = 157,1 \text{ mm}^2$ ), passo 5 cm ( $\alpha = 90^\circ$ ,  $\theta = 40^\circ$ ):

- $V_{R,sd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yk} (\cot \alpha + \cot \theta) \text{sen} \alpha = 0,9 * 280 * \frac{157,1}{50} * 450 * 1,2 = 427,6 \text{ kN}$
- $V_{R,cd} = 0,9d b_w \alpha_c f'_{ck} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta} = 790,1 \text{ kN}$
- $V_{rk} = \min(V_{R,sd}, V_{R,cd}) = 427,6 \text{ kN} > V_s = 400 \text{ kN}$

Fuori dalla zona critica invece si andrà a predisporre una staffatura  $\phi 8$  a due bracci ( $A_{sw} = 100,5 \text{ mm}^2$ ), passo 13 cm ( $\alpha = 90^\circ$ ,  $\theta = 25^\circ$ ), corrispondente ad un taglio resistente  $V_{rk} = 188 \text{ kN}$ , superiore al taglio sollecitante legato alla gerarchia delle resistenze  $V_{Ed} = 181,4 \text{ kN}$ .

## DIMENSIONAMENTO DELLA SOLETTA TRAMITE FOGLIO DI CALCOLO

La soletta di base viene progettata in modo da ottenere un elemento rigido che non influenzi il comportamento del portale e del tamponamento.

All'interno della soletta vengono inseriti in posizione verticale dieci tubolari in acciaio  $\phi 45$  mm, necessari per il passaggio dei tirafondi che fissano il portale al piano di reazione del laboratorio.

Vengono inoltre inseriti due tubolari orizzontali in acciaio  $\phi 50$  mm in corrispondenza dei pilastri per il passaggio dei cilindri del sistema di contrasto per il precarico verticale sui pilastri stessi.

Sopra ad ogni cilindro orizzontale in acciaio vengono posizionate quattro barre  $\phi 20$  mm aggiuntive a scopo precauzionale.

Infine vengono inserite quattro coppie di barre  $\phi 16$  mm piegate in modo tale da creare dei punti di sollevamento, necessari per il sollevamento del portale.

Nel progettare la soletta, vengono garantiti momento e taglio resistenti maggiori rispetto ai parametri di sollecitazione presenti alla base del pilastro.

*Tabella 35 - Soletta: Caratteristiche Geometriche e Momento Resistente al netto dei Coefficienti di Sicurezza.*

SOLETTA	Sezione [mm]	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	M <sub>s</sub> [kNm]	M <sub>rk</sub> [kNm]
Tutta la lunghezza	700 x 300	7 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20	177	238

La lunghezza critica della trave risulta:  $L_{cr} = 1,5 \cdot h = 1,5 \cdot 300 = 450$  mm

La lunghezza di ancoraggio dell'armatura in condizioni di buona aderenza è calcolata, secondo UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2, assumendo che la tensione di lavoro della barra sia pari alla tensione di snervamento di progetto:

$$l_b = \left(\frac{\phi}{4}\right) * \left(\frac{f_{yd}}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{20}{4}\right) * \left(\frac{391}{2,7}\right) = 724 \text{ mm}$$

L'armatura a taglio della soletta è costituita unicamente da staffe.

All'interno della zona critica e in corrispondenza dei cilindri in acciaio inseriti nella soletta, a favore di sicurezza si inseriscono staffe a quattro bracci  $\phi 8$  ogni 80 mm, per un taglio resistente effettivo al netto dei coefficienti  $V_{rk} = 665$  kN.

Fuori da tali zone viene inserita una staffatura a quattro bracci  $\phi 8$  ogni 160 mm, per un taglio resistente effettivo  $V_{rk} = 330$  kN.

Si esegue, tramite foglio excel impostato, la verifica al punzonamento nella parte sottostante al pilastro più sollecitato:



## CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

### Caratteristiche materiali

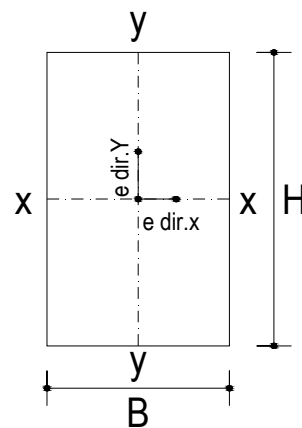
$R_{ck}$	30	$\frac{N}{mm^2}$	$\gamma_{acciaio}$	1,15	
$\gamma_c$	1,5		B450		$\frac{N}{m}$
$f_{ck}$	25	$\frac{N}{mm^2}$	C	450	$m^2$
$f_{cd}$	14,11	$\frac{N}{mm^2}$		391,	$\frac{N}{m}$
			$f_{yd}$	3	$m^2$

### Sollecitazioni

N	465	kN	sforzo normale
$M_{x-x}$	177	kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
$M_{y-y}$	0	kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

### Caratteristiche geometriche

B	300	mm	base pilastro
H	300	mm	altezza pilastro
s	300	mm	spessore soletta piena del solaio
c	50	mm	copriferro della soletta piena del solaio
$d_x$	240	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
$d_y$	220	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	230	mm	altezza utile media



### pilastro interno

$u_0$	1200	mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
$u^*_1$	4090	mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
$u_1$	4090	mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
$\beta$	1,55		fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

### Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø	20	passo	850	mm	$\rho_{l,x}$	0,00
$A_{sup,y}$	1Ø	20	passo	850	mm	$\rho_{l,y}$	0,00
		0,001					16
$\rho_l$	6		percentuale geometrica di armatura.				
k	1,93						

### Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro ( $u_0$ )

$V_{Ed}$	2,62	$\frac{N}{mm^2}$
----------	------	------------------

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 3,53 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta}$$

### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza $2d$

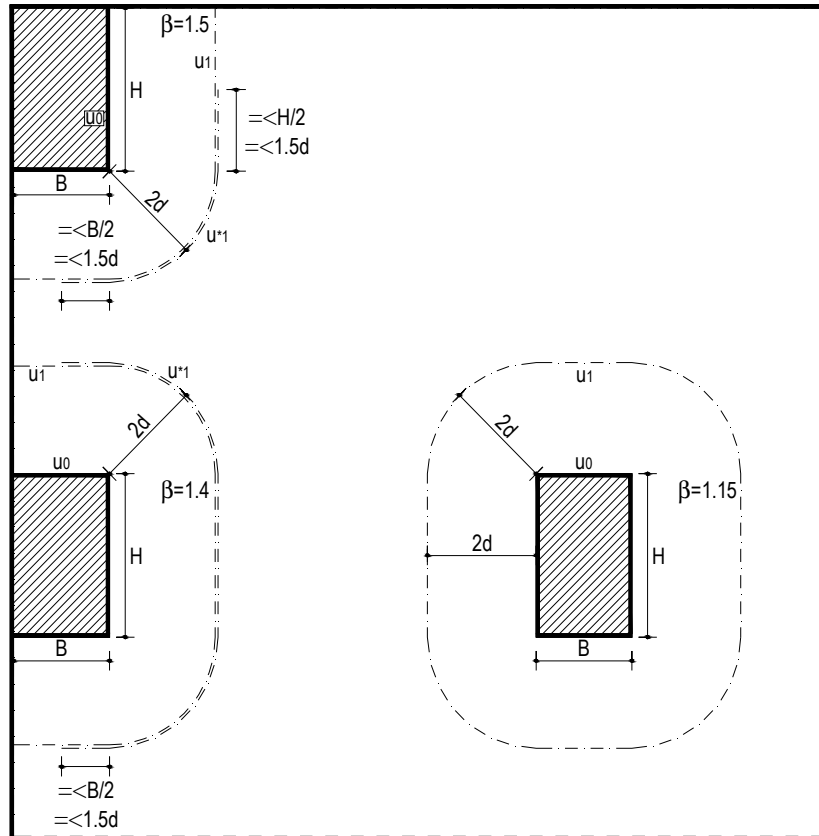
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza  $2d$

$$V_{Ed} = 0,77 \frac{N}{mm^2}$$

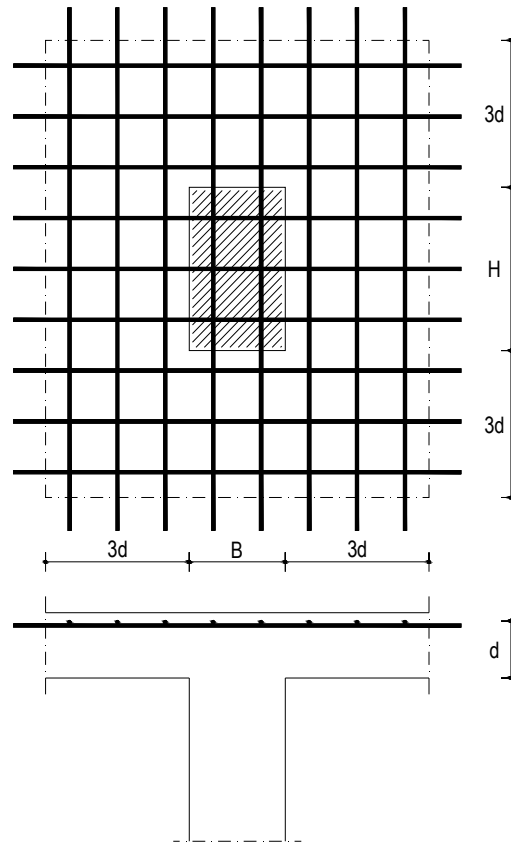
Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 0,37 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Ed} > V_{Rd,max} \quad \text{NO verifica, occorre armatura a taglio-punzonamento}$$



STRISCE DI PIASTRA SULLE QUALI CALCOLARE LE PERCENTUALI GEOMETRICHE DI ARMATURA NELLE DUE DIREZIONI



## CASO 2: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. CON ARMATURA

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

### Caratteristiche materiali

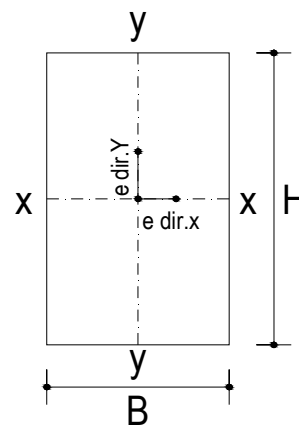
$R_{ck}$	30	N/m <sup>2</sup>	$Y_{acciaio}$	1,15	
$Y_c$	1,5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	25	N/m <sup>2</sup>	$f_{yd}$	391,3	N/mm <sup>2</sup>
	14,1	N/m			
$f_{cd}$	1	N/m <sup>2</sup>			

### Sollecitazioni

N	465	kN	sforzo normale
$M_{x-x}$	177	kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
$M_{y-y}$	0	kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

### Caratteristiche geometriche

B	300	mm	base pilastro
H	300	mm	altezza pilastro
s	300	mm	spessore soletta piena del solaio
c	50	mm	copriferro della soletta piena del solaio
$d_x$	242	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
$d_y$	226	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	234	mm	altezza utile media



### pilastro interno

$u_0$	1200	mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
$u^*_1$	4141	mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
$u_1$	4141	mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
$\beta$	1,55		fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

### Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø 16	passo	80	mm	$\rho_{l,x}$	0,010
$A_{sup,y}$	1Ø 16	passo	80	mm	$\rho_{l,y}$	0,010
$\rho_l$	0,07	percentuale geometrica di armatura.				
k	1,92					

### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro del pilastro $u_0$

$$V_{Ed} = 2,56 \text{ N/mm}^2 \leq V_{Rd,max} = 3,53 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verificato}$$

### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$$V_{Ed} = 0,74 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento senza armatura

$$V_{Rd,C} = 0,69 \text{ N/mm}^2$$

OCCORRE ARMATURA A TAGLIO-PUNZONAMENTO

l'armatura a taglio-punzonamento dovrà assorbire la seguente tensione tangenziale:

$$\begin{matrix} V_{Rd,CS} & \geq & V_{Ed} \\ 0,75V_{Rd,C} & & 0,22 \text{ N/mm}^2 \end{matrix}$$

resistenza di progetto efficace dell'armatura di taglio-punzonamento

$$\begin{matrix} f_{ywd,ef} & 308, & \leq & 391,3 \\ A_{sw}/s & 50 \text{ N/mm}^2 & & f_{yk}/\gamma_a = 0 \text{ N/mm}^2 \\ r & \geq & 2,00 \text{ mm}^2/\text{mm} & \end{matrix}$$

prescrizione del passo radiale ( $s_r$ ) [prf 9.4.3 (1) - EC2]

n° min. di serie di armature			2
distanza radiale massima tra due serie di armature consecutive			176 mm
distanza a1 della prima serie di armature dal pilastro	min	70,2	max 117 mm
distanza b1 dell'ultima serie di armature dal perimetro di verifica $u_{out}$ lungo il quale l'armatura a taglio non è più necessaria			$bu \leq$ 351 mm

perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è più necessaria	$u_{out}$	4447	mm
la distanza k'd dal pilastro alla quale si colloca $u_{out}$ è la seguente:	k'd	517	mm
l'ultima serie di armatura dovrà distare dal pilastro più di:	$a_u \geq$	166	mm
la distanza min. tra la 1a e l'ultima serie di armatura è	$a_u - a_1$	96	mm
$a_u - a_1 / s_r$ fornisce il n° totale di spazi tra le varie serie di armature		1	

RIEPILOGO

n° serie di armature			2
distanza 1a serie dal pilastro	a 1	70,2	mm
distanza ultima serie dal pilastro	a ultima	166	mm
equidistanza tra serie di armature, ovvero il passo radiale dell'armatura di punzonamento	$s_r$	96	mm
la distanza $s_t$ tra 2 cuciture consecutive di una stessa serie (ossia il passo delle cuciture in direzione tangenziale) non deve superare 1.5d [prf 9.4.3 (1) -EC2]	$s_t \leq$	351	mm

calcolo del quantitativo di armatura all'interno di ogni serie, a partire dal valore min.  $A_{sw}/s_r$

$$A_{sw}/s_r \geq 2,00 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sw} \geq 192 \text{ mm}^2$$

cucitura	<b>inclinata</b>	$\alpha =$	45	$\sin \alpha =$	0,71
				$\cos \alpha =$	0,71

l'armatura minima da inserire in una serie è la seguente:

$$A_{sw, \min} \geq 17 \text{ mm}^2$$

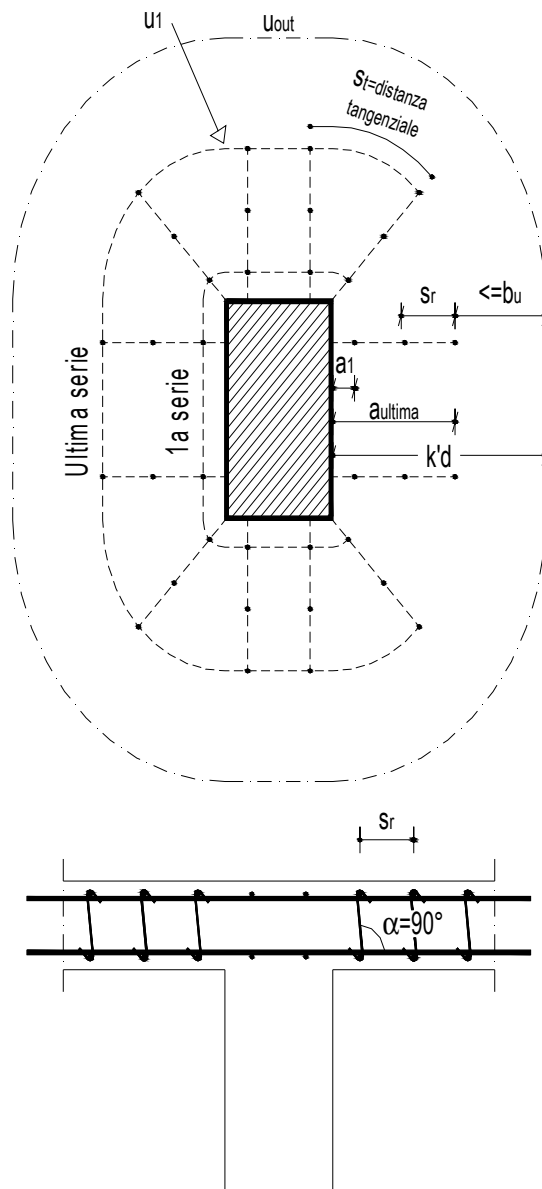
diametro cucitura

$$\emptyset \quad \mathbf{20} \quad \text{Area} \quad 314 \quad \text{mm}^2$$

il n° minimo di cuciture in ogni serie è: 1

**N.B.:**

**assicurarsi che la distanza tangenziale nell'ultima serie non superi  $s_t = 351$  mm  
in caso contrario bisogna aumentare il n° di cuciture**



Risulta pertanto soddisfacente la disposizione delle 4 barre  $\phi 20$  mm nelle due zone critiche.

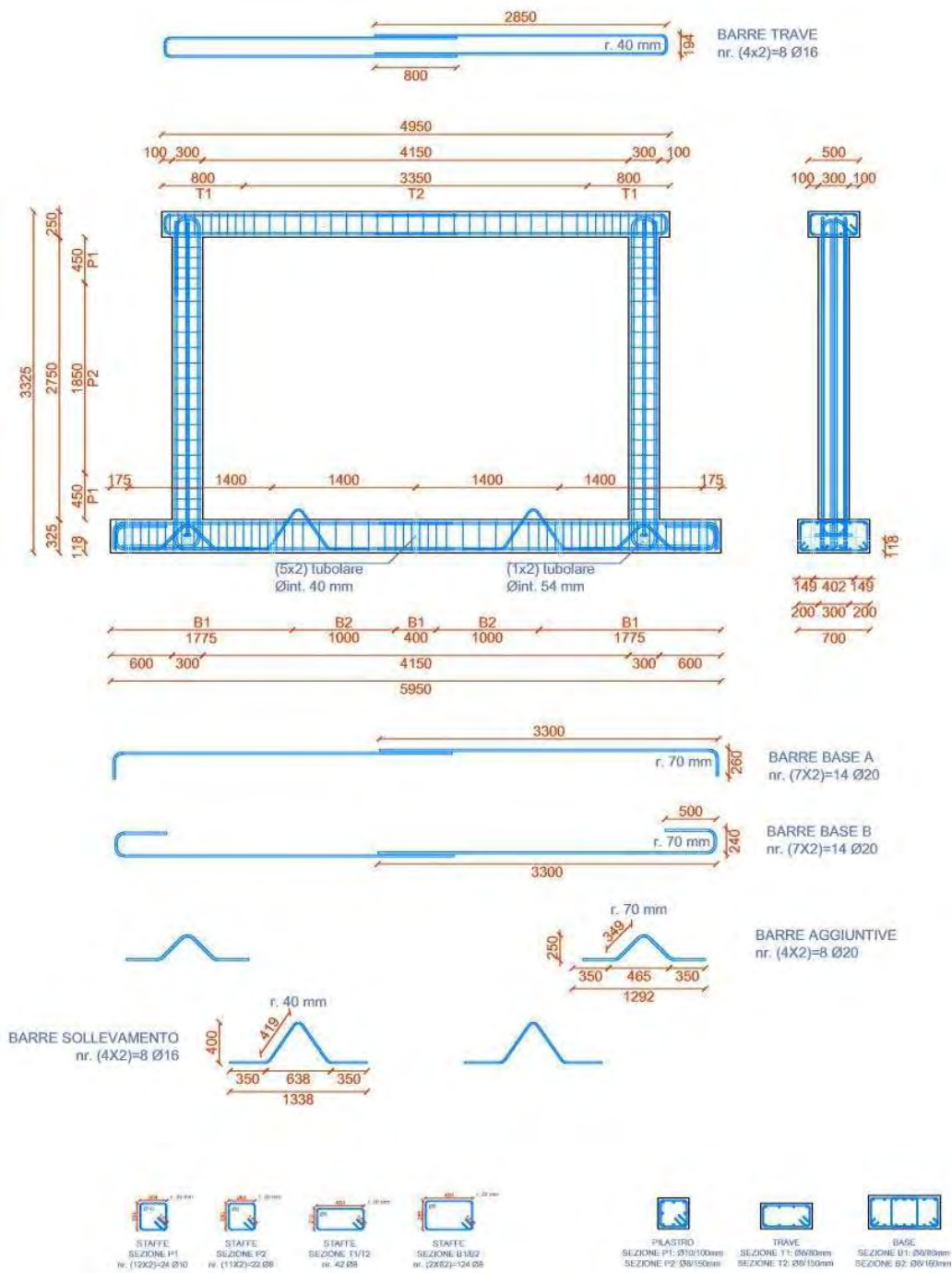


Figura 100 - Schema e Sezioni delle Armature del Portale.



## 6.2.5 Setup di Prova

Si propone di seguito un breve riassunto per componenti delle principali parti del sistema di contrasto appositamente progettato, eseguito e montato per la sperimentazione.

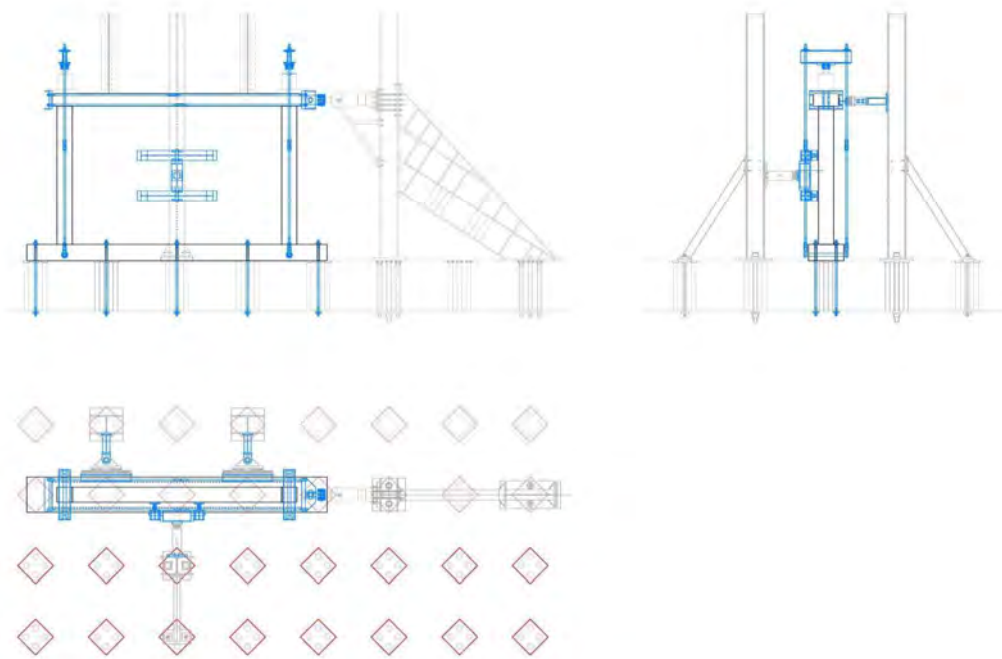


Figura 101 - Setup di Prova. Configurazione per Test su Portale.

L'apparato di prova è stato interamente montato sul solaio reagente del laboratorio di spessore 1000mm, assunto infinitamente rigido. L'intera pianta del solaio è caratterizzata da una maglia quadrata di lato 1400mm ai vertici della quale sono disposti 4 fori circolari che attraversano l'intero spessore del solaio. Il fissaggio dei campioni e degli organi di contrasto sul piano reagente è dunque stato effettuato per mezzo di tiranti fissati all'intradosso del solaio.

La soletta di base è stata fissata al solaio rigido del laboratorio mediante dieci tiranti  $\phi 30$  mm pensionati mediante un precarico di 30t ciascuno pari circa all'80% del carico di snervamento. L'esecuzione corretta del fissaggio del campione a terra è risultata di fondamentale importanza per la corretta esecuzione del test.

Durante i test, *nel piano e fuori piano*, ad ogni campione è stato applicato un carico verticale di 400 kN a ciascun pilastro. Il valore di 400 kN applicato ai pilastri approssima i risultati ottenuti dall'analisi dell'edificio tipo per le varie combinazioni di carico. Il precarico verticale viene trasmesso tramite dei martinetti dalla capacità di 600kN in compressione posti sulla faccia superiore della trave, in corrispondenza del nodo trave-pilastro.

### 6.2.5.1 Azione Nel Piano

L'azione nel piano viene trasmessa da un martinetto dalla capacità massima in spinta ed in trazione di 560kN, connesso all'elemento di contrasto del laboratorio e posto in corrispondenza del baricentro della sezione di testa della trave superiore. Il controllo dello spostamento del martinetto, e quindi dello spostamento indotto al portale, è effettuato in modalità di spostamento mediante l'utilizzo di un trasduttore magnetostriativo.

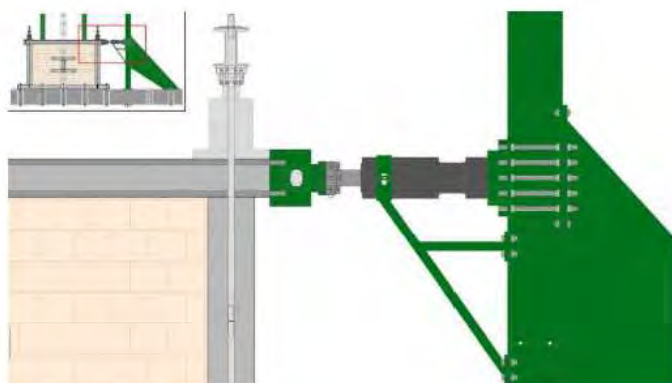


Figura 102 - Sistema per la Spinta Nel Piano.

### 6.2.5.2 Azione Fuori Piano

I test fuori piano sono stati condotti in maniera differente nei due tipi di tamponamento, completo e parziale. Nel primo caso sono state applicate otto forze di uguale intensità ad ogni terzo della larghezza e dell'altezza del pannello. Nel secondo caso ogni pannello è stato spinto fuori piano con un carico distribuito linearmente ai terzi dell'altezza.

In entrambi i casi i carichi sono stati applicati con un martinetto idraulico in modalità monotona fino al raggiungimento del limite di collasso del pannello murario. Il sistema di contrasto è costituito da una colonna e da un puntone diagonale fissati al solaio del laboratorio.

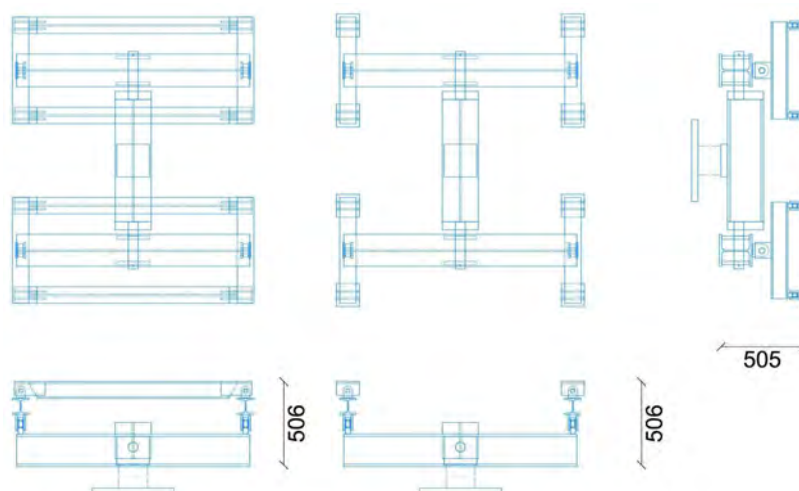


Figura 103 - Sistema di Spinta Fuori Piano per le Diverse Tipologie di Portale.

## 6.2.6 Modalità di Prova

I test sperimentali sono suddivisi in:

- Test *nel piano*;
- Test *fuori piano*.

Nel primo caso i portali vengono sottoposti ad una storia di spostamento che consiste in più cicli fino al raggiungimento del drift assegnato. Con il termine drift è inteso lo spostamento percentuale impresso rispetto alla quota di applicazione del carico intesa al netto dello spessore del cordolo inferiore.

Nello specifico vengono identificati tre livelli di drift nel-piano:

1. drift 0.5 %, corrispondente allo stato limite di danno del tamponamento;
2. drift 1.2 %, corrispondente ad uno stato limite di ultimo;
3. drift 3.2 %, il quale interessa solamente il portale nudo al fine di studiarne il comportamento nella fase post-picco.

Il drift massimo al quale sottoporre il campione è raggiunto a step dello 0.1% di drift fino al raggiungimento di un drift pari a 0.6%. aumentando successivamente lo step a 0.2% di drift fino al raggiungimento di un drift pari a 1.2%, ed infine a step di 0.4% di drift fino al raggiungimento del drift finale pari a 3.2%. Ad ogni step il ciclo carico-spostamento viene ripetuto per tre volte. La velocità di esecuzione della prova è di 0.5 mm/s. Con il primo step è possibile valutare la rigidezza per una condizione non fessurata del tamponamento. La velocità di esecuzione della prova è di 0.5 mm/s. La prova *fuori piano* viene svolta solo successivamente la prova *nel piano*, quando il tamponamento lo consente.

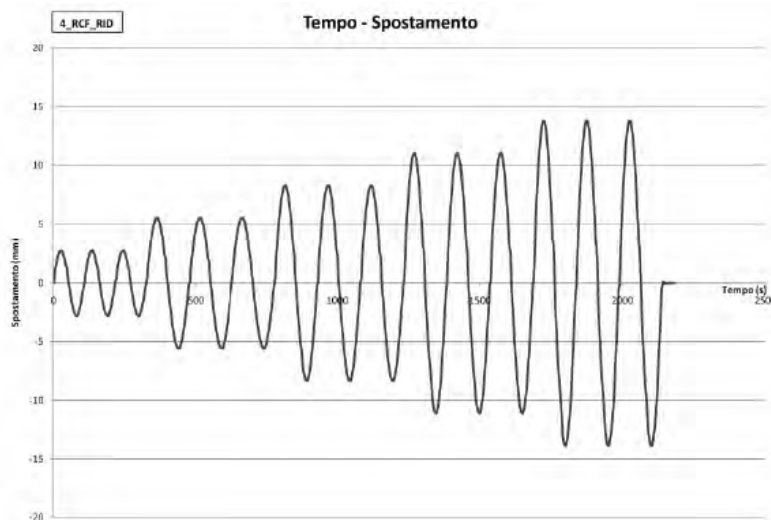


Figura 104 - Test Nel Piano: Displacement History Applicato ai Campioni Sollecitati allo SLD.

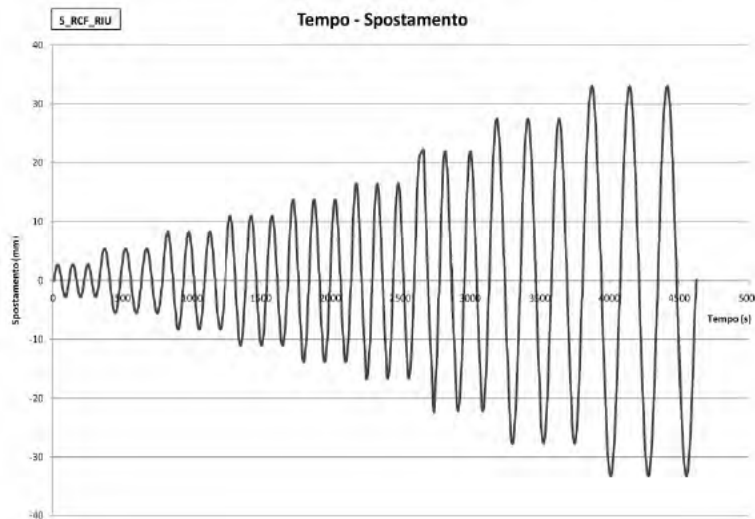


Figura 105 - Test Nel Piano: Displacement History Applicato ai Campioni Sollecitati allo SLU.

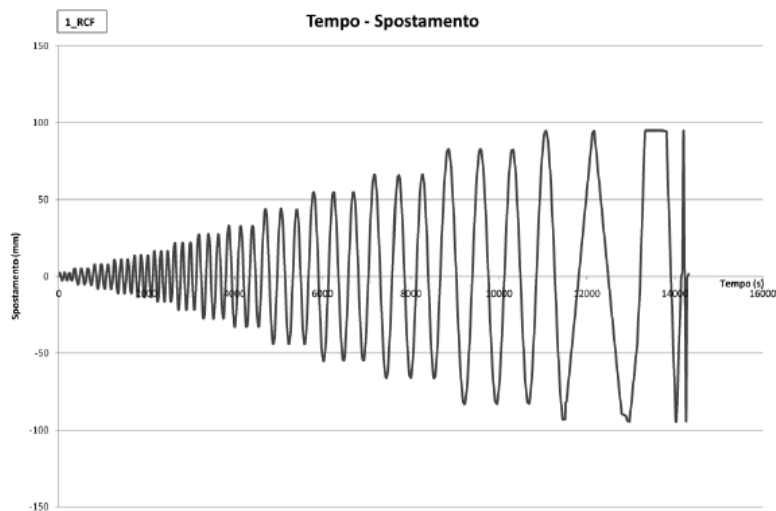


Figura 106 - Test Nel Piano: Displacement History Applicato ai Telaio Nudo.

Gli spostamenti *nel piano* e *fuori piano* vengono applicati mediante attuatori idraulici. Nelle prove nel piano la forza viene applicata in corrispondenza del nodo trave-pilastro da un attuttore idraulico con una capacità di 750 kN, trasmettendo una forza orizzontale in corrispondenza all'asse della trave. Sopra ai pilastri sono stati posizionati due martinetti idraulici, ognuno dei quali trasmette un carico assiale di 400 kN. Lo schema delle forze agenti è indicato nella seguente figura:

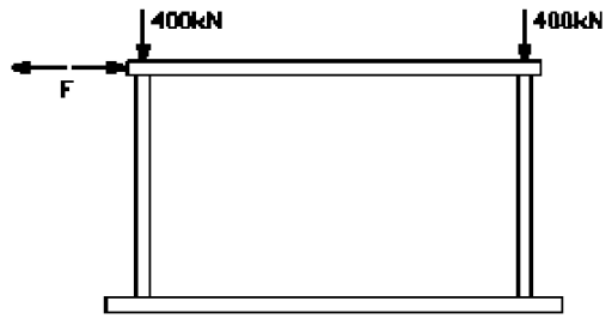


Figura 107 - Test Nel Piano: Carichi Applicati ai Campioni.

Nelle prove *fuori piano* il carico viene ripartito su otto punti, nel caso di portale completamente tamponato, o su due linee orizzontali, nel caso di campione parzialmente tamponato.

## 7. CONCLUSIONI E POSSIBILI SVILUPPI FUTURI

L'obiettivo di questo lavoro di tesi era quello di mettere in evidenza l'importanza dei tamponamenti sulla risposta sismica dei telai in c.a. e sull'influenza tra le azioni *nel piano* e *fuori piano*: possono quindi essere tratte numerose conclusioni sulla base dei dati raccolti dalle analisi eseguite.

In primo luogo deve essere evidenziata la notevole influenza dei tamponamenti sulla risposta strutturale per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali; in particolar modo, due caratteristiche di fondamentale importanza sono lo spessore del pannello di muratura e il suo grado di ancoraggio.

E' poi emerso, in tutti i casi analizzati, come l'interazione *nel piano* – *fuori piano* possa incidere notevolmente sulla resistenza di picco non solo nella risposta strutturale ma anche sulla duttilità globale.

Altra considerazione che deve essere fatta riguarda la perdita di resistenza dovuta al danneggiamento del pannello: appare evidente da tutte le analisi come questa influisca in maniera evidente sulla risposta dell'edificio e quindi non può essere trascurata nelle considerazioni generali che vanno fatte sulle strutture a telai in c.a. con tamponamenti.

Queste conclusioni forniscono numerose risposte sulle relazioni esistenti tra le diverse analisi eseguite, sul comportamento di alcuni materiali, intesi come modelli costitutivi, e sulla modellazione equivalente che tenta di esprimere fedelmente un comportamento molto complesso. Proprio a riferimento di questo ultimo punto, va sottolineato come si stiano cercando modelli sempre più avanzati e fedeli al vero e complesso comportamento: ad esempio si va ricercando modelli in grado di considerare la reale distribuzione degli sforzi tra telaio e tamponamento, in particolare gli effetti sul taglio nelle colonne dei telai dovuti appunto alla presenza del pannello. Anche la semplice possibilità di estendere l'analisi parametrica con altri fattori di interesse può dare maggiori informazioni sulla risposta sismica in relazione alle geometrie degli edifici.

Altro possibile e necessario sviluppo futuro riguarda il miglioramento dell'interazione tra *nel piano* e *fuori piano*, concetto che sta alla base della questione qui analizzata e che influisce notevolmente sul degrado delle resistenze in gioco. Ad esempio, l'introduzione di curve sperimentali specifiche sull'interazione tra le due resistenze consentirebbe di legare i due comportamenti in modo più realistico, attraverso l'aggiornamento automatico dei parametri di resistenza ad ogni passo dell'analisi.

Lo studio di tutti questi aspetti risulta quindi al centro di numerosi progetti di ricerca, non solo per un aggiornamento delle norme nazionali di progettazione o per una semplificazione delle procedure di calcolo, ma anche per una maggiore consapevolezza di quanto una risoluzione di questi problemi possa tutelare la vita umana e tutte le attività economiche e sociali fondamentali.







## BIBLIOGRAFIA

- [1] L. Domenicale, Tesi di laurea, Università degli Studi Padova, 2015.
- [2] M. Sant'Agata, Prota: Tesi di laurea, Università degli Studi di Napoli Federico II, 2010.
- [3] P. Morandi, G. Mageses: *"Ricerca sul comportamento sismico delle tamponature in laterizio"*, Università degli Studi di Pavia, 2008.
- [4] E. Spricigo, Tesi di laurea, Università degli Studi di Padova, 2011.
- [5] P. Asteris, S. Antoniou, D. Sophianopoulos and C. Chrysostomou, *"Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of Art"*, J. Struct. Eng., vol. 137, no. 12, pp. 1508-1517, 2011.
- [6] S.V. Polyakov, *"Masonry in Framed Buildings (An investigation into the strength and stiffness of masonry infill)"*, 1956.
- [7] M. Holmes, *"Steelframes with brickwork and concrete infilling"*, Proc. Inst. Civil Eng., vol. 19, pp. 473-478, 1961.
- [8] R. Flanagan, R. Bennet, *"Bidirectional Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames"*, Journal of Structural Engineering, vol. 125, no.3, pp. 236-244, 1999.
- [9] S. Hak, P. Morandi, *"Evaluation of infill strut properties based on in-plane cyclic tests"*, Grdevinar, vol. 65, no. 6, pp. 509-521, 2013.
- [10] L. Cavalieri, F. Di Trapani, *"Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling"*, Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 65, pp. 224-242, 2014.
- [11] R.K. Dowell, *"Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members"*, ACI Struct. J., vol. 95, no. 5, 1998.
- [12] V. Thiruvengadam, *"On the natural frequencies of infilled frames"*, Earthquake Engrg. Struct. Dyn., vol. 13, pp. 401-419, 1985.
- [13] R.O. Hamburger, A.S. Chakradeo, *"Methodology for seismic capacity evaluation for steel-frame buildings with unreinforced masonry infills"*, 1993 National Earthquake Conference, 1993.
- [14] C.Z. Chrysostomou, P.G. Asteris, *"On the in-plane properties and capacities of infilled frames"*, Eng. Struct., vol. 41, pp. 385-402, 2012.
- [15] A. Saneinejad, B. Hobbs, *"Inelastic Design of Infilled Frames"*, J. Struct. Engrg., vol. 121, no. 4, pp. 634-650, 1995.
- [16] P. Haldar, Y. Singh, *"Modeling of URM infills and their effect on seismic behavior of RC frame buildings"*, Open Constr. Build. Technol. J., vol.6, no. SPEC. ISS. 1, p.35, 2012.

- [17] A. Adukadukam, A.K. Sengupta, "Equivalent Strut Method for the Modelling of Masonry Infill Walls in the Nonlinear Static Analysis of Buildings", *J. Inst. Eng. India Ser. A*, vol. 94, no. 2, pp. 99-108, 2013.
- [18] S. Caddemi, I. Calìò, F. Cannizzaro, B. Pantò, "A new computational strategy for the seismic assessment of infilled frame structures", *Civ.-Comp Proc.*, vol. 102, 2013.
- [19] Y. P. Yuen, J. S. Kuang, "Simulations of masonry-infilled reinforced concrete frame failure", *Proc. ICE - Eng. Comput. Mech.*, vol. 166, no. 4, pp. 179-193, 2013.
- [20] I. Calìò, B. Pantò, "A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures", *Comput. Struct.*, vol. 143, pp. 91-107, 2014.
- [21] A. Mohyeddin, H.M. Goldsworthy, E.F. Gad, "FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading", *Eng. Struct.*, vol. 51, pp. 73-87, 2013.
- [22] G.M. Calvi, D. Bolognini, A. Penna, "Seismic performance of masonry-infilled RC frames: benefits of slight reinforcements", vol. 60 Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
- [23] R. Angel, D. Abrams, "Behaviour of reinforced concrete frames with masonry infills", *Civ. Eng. Stud.*, vol. Structural Research series, no. 589, 1994.
- [24] M.A. Najafgholipour, M.R. Maheri, P.B. Lourenço, "Capacity interaction in brick masonry under simultaneous in-plane and out-of-plane loads", *Constr. Build. Mater.*, vol. 38, pp. 619-626, 2013.
- [25] J.G. Tumialam, N. Galati, A. Nanni, "Field assessment of URM walls strengthened with FRP laminates", vol. Journal of Structural Engineering, no. 129, pp. 1047-1056, 2003.
- [26] J. Varela-Rivera, J. Moreno-Herrera, I. Lopez-Gutierrez, L. Fernandez-Baqueiro, "Out-of-Plane Strength of Confined Masonry Walls", *J. Struct. Eng.*, vol. 138, no. 11, pp. 1331-1341, 2012.
- [27] N. Verlato, G. Guidi, F. Da Porto, "Experimental testing and numerical modelling of infill masonry walls subjected to in-plane damage", *9th Int. Mason. Conf. 2014 Guimarães*.
- [28] K. M. Mosalam, S. Günay, "Progressive Collapse Analysis of RC Frames with URM Infill Walls Considering In-Plane/Out-of-Plane Interaction", *Earthq. Spectra*, 2014.
- [29] A. Hashemi, K.M. Mosalam, "Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35, no. 14, pp. 1827-1852, 2006.

- [30] A. Hashemi, K.M. Mosalam, "Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Including Effects of Masonry Infill Walls", *Pac. Earthq. Eng. Res. Cent.*
- [31] K.M. Mosalam, "Modeling of the nonlinear seismic behavior of gravity load designed frames", *Earthquake Spectra*, vol. 12, no.3, pp. 479-492, 1996.
- [32] A. Stavridis, P.B. Shing, "Finite-Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames", *Journal of Structural Engineering*, vol. 136, no. 3, pp. 1026-1037, 2010.
- [33] I. Koutromanos, A. Stavridis, P.B. Shing, K. Willam, "Numerical Modeling of masonry infilled RC frames subjected to seismic loads", *Computers and Structures*, vol. 89, no. 11-12, pp. 1026-1037, 2011.
- [34] F.J. Crisafulli, "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills", *PhD Dissertation*, University of Canterbury, New Zealand, 1997.
- [35] A. Mohebkah, A.A. Tasnimi, H.A. Moghadam, "A modified three-strut (MTS) model for masonry-infilled steel frames with openings", *JSEE Spring and Summer*, vol. 9, no. 1-2, pp. 39-48, 2007.
- [36] K.J. Elwood, J.P. Moehle, "Shake Table Test and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames", *Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER*, Report No. PEER 2003/01, Berkeley, CA, 2003.
- [37] D. Celerec, M. Dolsec, "Practice-oriented probabilistic seismic performance assessment of infilled frames with consideration of shear failure of columns", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42, pp. 1339-1360, 2013.
- [38] GM. Verderame, F. De Luca, P. Ricci, G. Manfredi, "Preliminary analysis of a soft-story mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 40, no. 8, pp. 925-944, 2011.
- [39] D. Combescure, "Some contributions of physical and numerical modelling to the assessment of existing masonry infilled RC frames under extreme loading", *Proceedings of First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 2006.
- [40] A.F. Mohammad, M. Faggella, R. Gigliotti, E. Spacone, "Influence of bond-slip effect and shear deficient column in the seismic assessment of masonry infilled RC structures", *Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2014*.
- [41] J.S. Jeon, J.H. Park, R. Desroches, "Seismic fragility of lightly reinforced concrete frames with masonry infills", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2015.
- [42] B. Stafford Smith, "Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames", *Building Science*, vol. 2, no. 3, pp. 247-257, 1967.

- [43] H. Sezen, J.P. Moehle, “*Shear strength model for lightly reinforced concrete columns*”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE 2004, vol. 130, no. 11, pp. 1692-1703, 2004.
- [44] K.J. Elwood, “*Modelling failures in existing reinforced concrete columns*”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 31, no. 5, pp. 846-859, 2004.
- [45] F. Da Porto, F. Mosele, C. Modena, “*Experimental testing of tall reinforced masonry walls under out-of-plane actions*”, *Constr. Build. Mater.*, vol. 24, no. 12, pp. 2559–2571, 2010.
- [46] F. Da Porto, F. Mosele, C. Modena, “*Cyclic out-of-plane behaviour of tall reinforced masonry walls under P- $\Delta$  effects*”, *Eng. Struct.*, no. 2, pp. 287–297, 2011.
- [47] F. Da Porto, G. Guidi, M. Dalla Benetta, N. Verlato, “*Combined in-plane/out-of-plane experimental behaviour of reinforced and strengthened infill masonry wall*”, 2013.
- [48] N. T. K. Lam, M. Griffith, J. Wilson, K. Doherty, “*Time–history analysis of URM walls in out-of-plane flexure*”, *Eng. Struct.*, vol. 25, no. 6, pp. 743–754, 2003.
- [49] M. Mohammadi Ghazimahalleh, “*Out of plane strength of infill panels*”, 2008.
- [50] M. F. P. Pereira, M. F. N. Pereira, J. E. D. Ferreira, P. B. Lourenço, “*Behavior of masonry infill panels in RC frames subjected to in plane and out of plane loads*”, 2011.
- [51] E. Vougioukas, “*Out-of-Plane Response of Infill Masonry Walls*”, 2012.
- [52] S. Hak, P. Morandi, G. Magenes, “*Out-of-plane experimental response of strong masonry infills*”, 2014.
- [53] V. Singhal, D. Rai, “*Role of Tothing on In-Plane and Out-of-Plane Behavior of Confined Masonry Walls*”, *J. Struct. Eng.*, vol. 140, no. 9, 2014.
- [54] F. McKenna, G. L. Fenves, M.H. Scott, B. Jeremic, “*Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*”, 2000.
- [55] A. De Sortis, P. Bazzurro, F. Mollaioli, S. Bruno, “*Influenza delle tamponature sul rischio sismico degli edifici in calcestruzzo armato*”.
- [56] A. De Sortis, P. Bazzurro, F. Mollaioli, S. Bruno, “*Influenza delle tamponature sul rischio sismico degli edifici in calcestruzzo armato*”.
- [57] F. Da Porto, G. Guidi, M. Dalla Benetta, “*Ricerca Sperimentale sul comportamento sotto azioni combinate nel piano – fuori piano di telai in c.a. con tamponamenti in laterizio semplice e armato*”, 2012.
- [58] G.M. Calvi, D. Bolognini, “*Risposta Sismica di telai in c.a. tamponati con pannelli in muratura debolmente armati*”, *Costr. Laterizio*, vol. 80, 2001.