



European Centre for Training and Research in
Earthquake Engineering – EUCENTRE



Modelli di calcolo per la valutazione della risposta di pareti EMMEDUE

Indice

1. Scopo della ricerca ed impostazione del lavoro	3
2. Inquadramento generale.....	4
3. Descrizione dei modelli sviluppati.....	5
Modello a bielle equivalenti	5
Modello a mensola:	6
Modello multi-molle a plasticità concentrata.....	8
<i>Modello multi-molle a plasticità concentrata v1</i>	9
<i>Modello multi-molle a plasticità concentrata v2</i>	10
<i>Modello multi-molle a plasticità concentrata v3</i>	11
<i>Modello multi-molle a plasticità concentrata v4</i>	12
<i>Modello multi-molle a plasticità concentrata v5</i>	13
<i>Modello multi-molle a plasticità concentrata v6</i>	15
4. Modelli adottati nel caso di presenza di aperture	18
5. Procedimento utilizzato per il calcolo del fattore di riduzione delle forze mediante analisi statiche non lineari.....	22
6. Simulazioni numeriche.....	23
Impostazione del lavoro	23
Simulazioni su pareti pluripiano 2D.....	25
Simulazioni numeriche su strutture 3D.....	39
7. Conclusioni	58

1. Scopo della ricerca ed impostazione del lavoro

L'obiettivo della presente ricerca è quello di sviluppare un modello ad elementi finiti in grado di rappresentare la risposta di pareti costruite secondo il sistema costruttivo EMMEDUE e di utilizzare tale modello per effettuare una stima del valore assunto dal fattore di riduzione della forza per differenti configurazioni di edifici a pannelli portanti.

In sequenza, sono stati seguiti i seguenti passaggi:

- sviluppo di un modello numerico ad elementi finiti in ambiente OpenSees, codice di calcolo a plasticità diffusa sviluppato presso l'Università della California (McKenna and Fenves 2001), in grado di cogliere la risposta sia flessionale che a taglio di pannelli in c.a.;
- calibrazione dei parametri che contraddistinguono la risposta di tale modello mediante i risultati ottenuti dalle prove sperimentali effettuate da Eucentre presso il laboratorio TreesLab ed il laboratorio del Dipartimento di Meccanica Strutturale dell'Università degli Studi di Pavia (tali prove sono state oggetto di precedenti relazioni);
- ripetizione dei due punti precedenti per ogni modellazione sviluppata;
- scelta del modello maggiormente affidabile fra i differenti modelli sviluppati;
- definizione di strutture monopiano e pluripiano di riferimento ed esecuzione di analisi quasi statiche monotone finalizzate alla stima del fattore di riduzione della forza.

2. Inquadramento generale

Il lavoro svolto si propone di realizzare un modello per rappresentare la risposta sismica non lineare di pareti portanti in c.a. costituite da uno strato di polistirolo di 80 mm di spessore a cui sono fissate due reti di acciaio con maglia quadrata di 60 mm, 2,5 mm di diametro ed unite da connettori di 3 mm di diametro. Sui due lati viene poi realizzato un getto di betoncino di 35 mm di spessore; dalla fondazione si estendono per una lunghezza di 50 cm all'interno del muro delle barre di ripresa $\varnothing 8$ mm con passo 30 cm. Le caratteristiche fisiche utilizzate per i materiali sono quelle medie ricavate dalle prove sperimentali sugli stessi (prove citate nel Capitolo 1 ed oggetto di precedenti relazioni). Le unità murarie utilizzate come termine di confronto sono di due tipologie per quanto riguarda le dimensioni di base ed altrettante per i carichi verticali:

Tab. 1: Tabella riassuntiva delle caratteristiche dei muri pieni

Provino	Altezza [m]	Larghezza base [m]	Carico verticale [kN]
1	3	3	150
2	3	3	300
7	3	4	150
8	3	4	300

Una descrizione dettagliata delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei muri oggetto di prova è presente in una relazione precedente. Si rimanda pertanto a tale relazione per ulteriori aspetti di dettaglio.

3. Descrizione dei modelli sviluppati

I modelli realizzati si distinguono in tre gruppi fondamentali:

Modello a bielle equivalenti

tale modello si propone di rappresentare la deformata del muro dovuta alla somma dei contributi deformativi a taglio e a flessione.

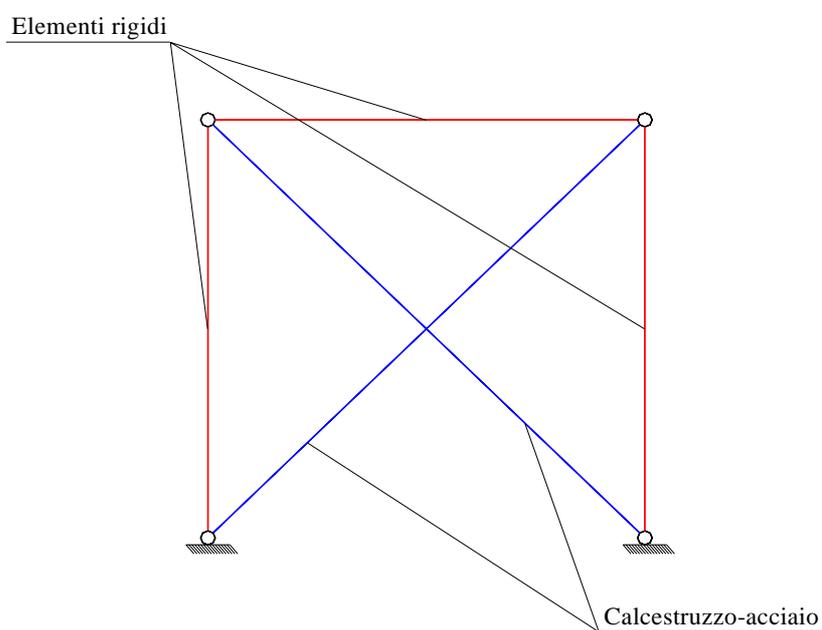


Figura 1: Schema geometrico del modello "a bielle equivalenti"

Il modello si compone di due montanti ed un traverso con proprietà elastiche ed elevata rigidezza (in rosso) e di due diagonali con le proprietà del calcestruzzo e dell'acciaio di una sezione di muro. Le dimensioni di quest'ultima, secondo il modello di Decanini, sono suggerite essere pari a

$$w \cdot d_m$$

in cui w è lo spessore del muro e d_m è pari al 10-40% della lunghezza del diagonale.

Tutti gli elementi ai nodi presentano dei vincoli a cerniera; le forze negli stessi sono dunque di tipo assiale e sono assenti comportamenti di tipo flessionale. Il traverso ha la funzione di accoppiare gli spostamenti dei due nodi in sommità mentre i montanti rigidi impediscono il sollevamento verticale degli stessi in seguito all'innescarsi di un meccanismo flessionale globale. La risposta del modello è controllata in massima parte dal diagonale compresso e pertanto assume l'andamento definito dalle caratteristiche a compressione del calcestruzzo. Oltre alla scarsa fedeltà nella rappresentazione del comportamento globale tale modello risulta particolarmente inaffidabile per l'indipendenza dal carico assiale applicato. La risposta non subisce infatti significativi cambiamenti a seguito dell'incremento di forza verticale applicata in sommità.

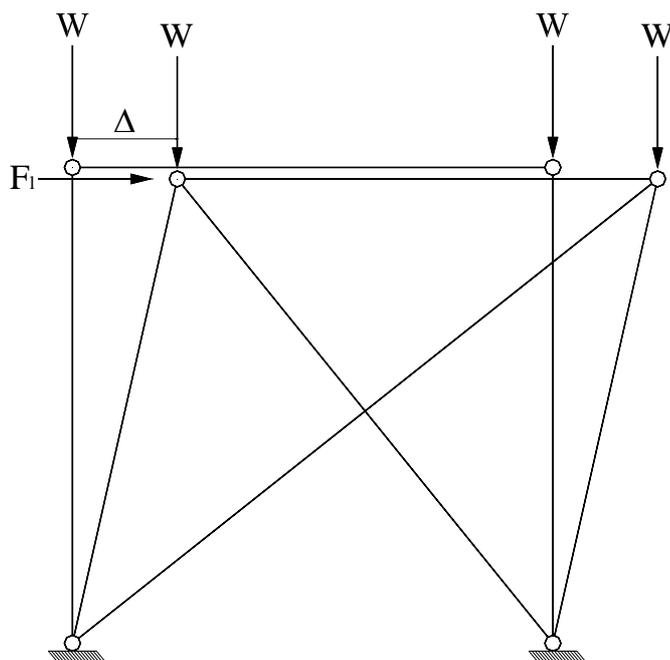


Figura 2: Configurazione deformata del modello "a bielle equivalenti"

Si può concludere infine osservando che la deformata assume caratteristiche prevalentemente a taglio. La rigidità dei montanti impedisce un comportamento misto flessionale-taglio e risulta altresì difficoltoso tarare opportunamente quest'ultima affinché si possa raggiungere tale obiettivo.

Modello a mensola:

il muro è qui realizzato con un elemento a fibre incastrato alla base. Si è considerata una parete di calcestruzzo spessa 70 mm con l'armatura di rinforzo giacente sul piano medio del muro; le barre sono distanziate di 60 mm ed hanno un'area pari a quella di 2 Ø2.5.

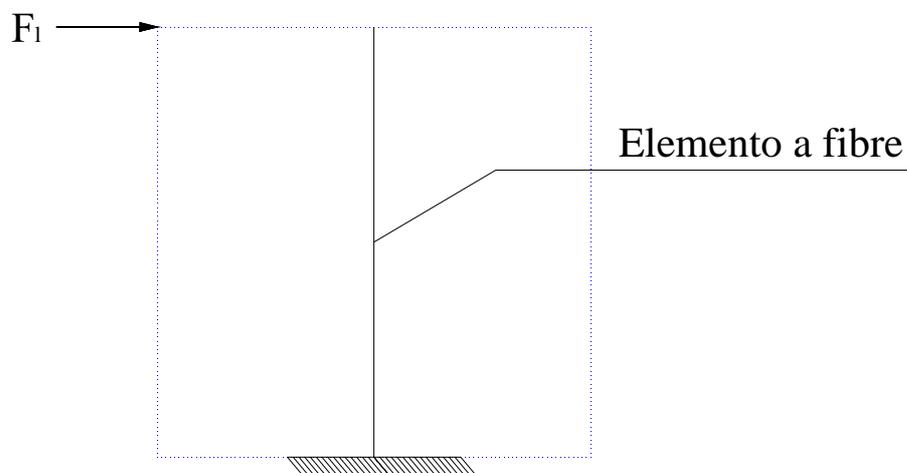


Figura 3: Schematizzazione del modello a mensola

Nel caso di questo modello si ricorre ad un controllo esterno per la convergenza al risultato sperimentale. Il procedimento può essere sintetizzato nei passi di seguito descritti:

- 1) Lancio del primo passo dell'analisi di OpenSees con le caratteristiche del muro impostate come precedentemente descritto;
- 2) Confronto dei dati di output *forza-spostamento* con quelli sperimentali;
- 3) Modifica delle dimensioni (larghezza della base) fino a convergenza (tolleranza sui dati sperimentali 1%);
- 4) Passaggio all'incremento di spostamento successivo e ripetizione di quanto eseguito dal punto 2) e 3).

I risultati ottenuti da questo modello sono pressoché coincidenti con quelli sperimentali. Nelle immagini di seguito riportate sono raffigurati i confronti per le prove 1 e 2 rispettivamente.

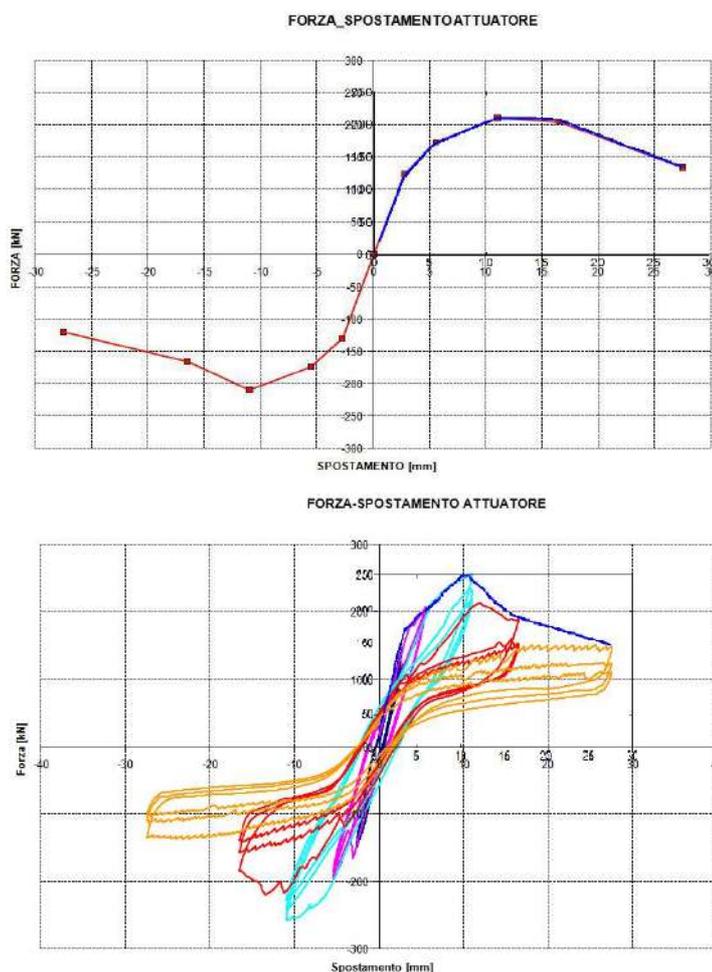


Figura 4: Confronto dei risultati numerici e sperimentali per i provini 1 e 2, rispettivamente.

Anche per questa modellazione è tuttavia difficile stabilire una legge di dipendenza dal carico verticale. Per come il controllo esterno è formulato, sarebbero infatti necessarie diverse prove sperimentali eseguite per differenti livelli di carico verticale. Nel presente caso sono tuttavia disponibili sola-

mente due prove per muri con caratteristiche 3m x 3m. Risulterebbe quindi alquanto difficoltosa la realizzazione di un modello di edificio pluri-piano con carichi verticali differenti su ciascun muro. Se si ipotizzasse una struttura costituita da due muri sovrapposti caricati ciascuno in sommità da 150 kN, si incontrerebbe un'ulteriore difficoltà dovuta all'iterazione sulla dimensione di base. Il modello OpenSees in questo caso applica il controllo di spostamento in sommità e registra lo spostamento in sommità a ciascun muro. A partire da questi ultimi dati esegue il confronto con i risultati sperimentali e modifica le caratteristiche dimensionali di base. La modifica di queste ultime nel muro superiore od inferiore cambiano tuttavia la risposta globale rendendo impossibile il raggiungimento del criterio di convergenza. In pratica il problema si pone come la risoluzione di un'equazione in 2 incognite.

Modello multi-molle a plasticità concentrata

La seguente modellazione descritta è stata parzialmente ispirata dal lavoro di H.H. Li & B. Li (Study of a new macro-finite element model for seismic performance of a RC shear walls using quasi-static experiments, *Advanced in Structural Engineering*, V.9 N.2, 2006).

Il modello si compone di una serie di montanti verticali ad alta rigidezza e con proprietà indefinitamente elastiche, in sommità e alla base sono poste due travi con le medesime caratteristiche che fungono da raccordo tra i nodi alla base sono poi disposti degli elementi a lunghezza zero per cui sono definite differenti caratteristiche per le tre componenti di spostamento.

Alla molla verticale sono assegnate le proprietà in compressione e trazione dell'area di pertinenza del montante corrispondente; in particolare vengono adottate le caratteristiche in parallelo di acciaio e calcestruzzo.

La molla a *taglio* possiede caratteristiche infinitamente elastiche e rigidità variabile tarata in funzione dello stato sollecitativo della molla verticale.

La molla *rotazionale* ha bassissima rigidità al fine di consentire la rotazione fra i due nodi (cerniera).

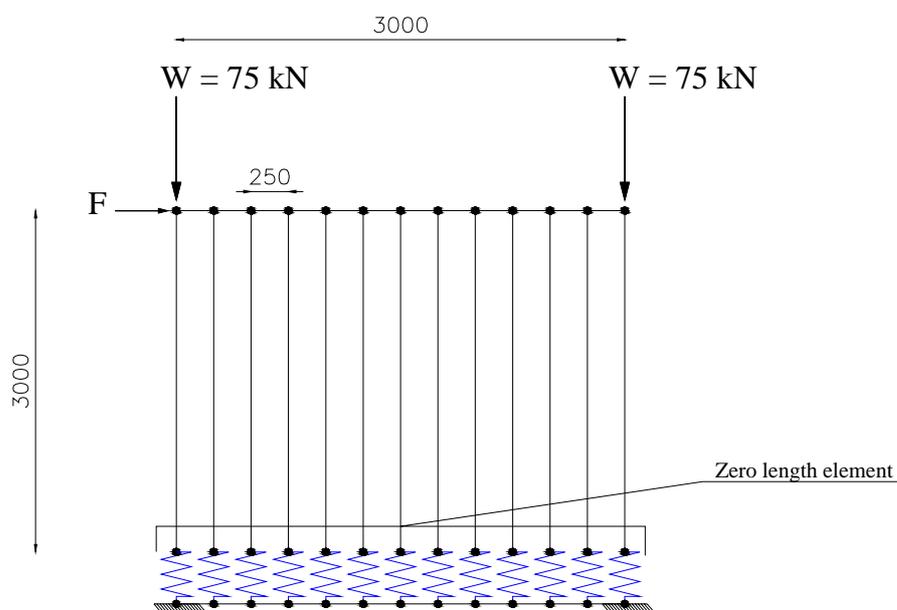


Figura 5: Schema geometrico del modello multi-molle a plasticità concentrata

Il vantaggio di questo modello risiede nella capacità di cogliere i due contributi di deformazione flessionale e a taglio. E' stato osservato che la risposta esibita dal modello è influenzata inizialmente

dal comportamento a taglio e solo successivamente si innesca quello flessionale. Nella figura successiva sono rappresentate le risposte ottenute al variare della rigidità elastica delle molle orizzontali a taglio.

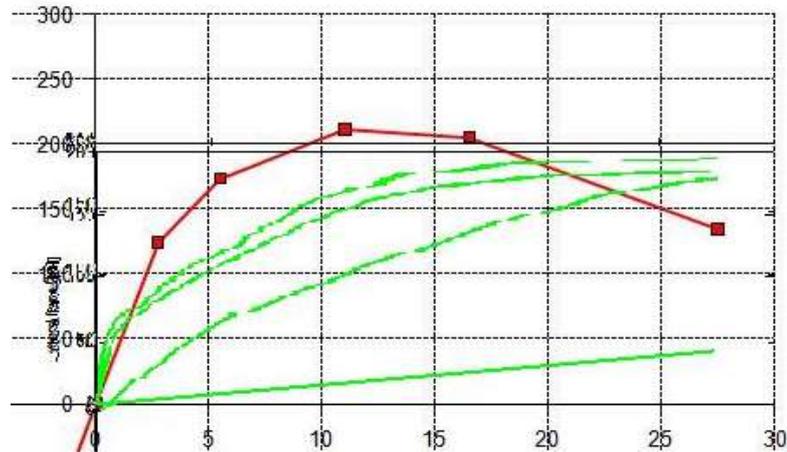


Figura 6: *Cambiamento della risposta globale al variare della rigidità elastica delle molle orizzontali "a taglio"*

Ogni linea verde rappresenta un incremento di rigidità di un ordine di grandezza; la tendenza è quella di stabilizzarsi su un andamento che è quello dato dal comportamento puramente flessionale, per cui lo spostamento orizzontale in sommità si esplica interamente a causa della rotazione. Viceversa la linea più bassa rappresenta una deformazione a taglio in cui lo spostamento si deve principalmente alla traslazione rigida, alla base, del muro.

La rigidità iniziale delle molle viene pertanto tarata in funzione della pendenza iniziale osservata nella risposta sperimentale, successivamente vengono applicati dei coefficienti riduttivi (0,6 e 0,02) in funzione dello stato sollecitativo riscontrato nelle molle verticali.

Il modello appena descritto presenta alcune peculiarità relative alla distribuzione delle deformazioni negli elementi *zero length*. A causa della ridotta percentuale di armatura di rinforzo infatti il momento alla base viene equilibrato da una coppia data dalla maggior parte degli elementi sollecitati in trazione e solo una piccola parte compressa. La resistenza a compressione garantita dal calcestruzzo è infatti notevolmente più alta della somma di quella a trazione di acciaio e calcestruzzo. E' inoltre importante sottolineare come sia indispensabile considerare il contributo a trazione del calcestruzzo proprio a causa dell'esigua area di acciaio di rinforzo.

All'interno di questo modello sono state realizzate alcune modifiche riguardanti le caratteristiche fisiche dei materiali e quelle geometriche del modello.

Modello multi-molle a plasticità concentrata v1

Vengono realizzati 3 materiali rispettivamente con legame costitutivo infinitamente elastico, bi-lineare e tri-lineare. Le rigidità sono dovute al prodotto di quella iniziale per 3 coefficienti la cui sequenza è 1, 0,6, 0,02. I punti di cambiamento di pendenza sono dovuti al superamento di determinati livelli di sollecitazione, in trazione od in compressione, nelle molle verticali. In particolare i coefficienti riduttivi sono applicati come segue:

Tab. 2: Schema adottato per la modifica della rigidità delle molle orizzontali.

Trazione		Compressione	
$\epsilon < \epsilon_{ct}$	$\Rightarrow k=k_i$	$\epsilon < \epsilon_{cy}$	$\Rightarrow k=k_i$
$\epsilon = \epsilon_{ct}$	$\Rightarrow k=0.6k_i$	$\epsilon = \epsilon_{cy}$	$\Rightarrow k=0.6k_i$
$\epsilon > \epsilon_{ct}$		$\epsilon > \epsilon_{cy}$	
$\epsilon < \epsilon_{sy}$	$\Rightarrow k=0.6k_i$	$\epsilon < \epsilon_{sy}$	$\Rightarrow k=0.6k_i$
$\epsilon > \epsilon_{sy}$	$\Rightarrow k=0.02k_i$	$\epsilon > \epsilon_{sy}$	$\Rightarrow k=0.02k_i$

Attraverso un controllo esterno in Matlab eseguito sull'elemento più sollecitato in trazione si fanno corrispondere tali punti di passaggio nel legame costitutivo delle molle orizzontali al superamento del limite elastico nell'acciaio, nel calcestruzzo od in entrambi. Una volta determinati i parametri dei 3 materiali si fanno corrispondere a ciascuna molla orizzontale a seconda che quella verticale di pertinenza abbia superato le deformazioni di riferimento.

Modello multi-molle a plasticità concentrata v2

Quanto appena descritto ha immediatamente necessitato di ulteriori cambiamenti, poiché le deformazioni nelle molle orizzontali sono identiche per ognuno degli elementi a lunghezza zero mentre sono differenti gli allungamenti nelle rispettive molle verticali. Pertanto anche i punti di cambio di pendenza nel legame costitutivo delle prime si troveranno in posizioni differenti. In particolare procedendo verso l'asse neutro gli elementi orizzontali subiranno un cambio di pendenza nel legame costitutivo, si staccheranno quindi dalla originaria retta a pendenza k_i , in punti corrispondenti a forze e deformazioni sempre più alte. Sono stati quindi creati 13 materiali con legame costitutivo tri-lineare in cui i punti di passaggio sono assegnati in funzione dello stato di sollecitazione delle molle verticali corrispondenti a ciascuno.

Inizialmente i valori di forza corrispondenti ai 2 punti sono particolarmente elevati, il materiale si presenta quindi completamente lineare elastico; in seguito essi vengono assunti pari al valore di forza riscontrato nella molla orizzontale al superamento di una certa deformazione in quella verticale. Il materiale usato negli elementi a lunghezza zero per la direzione orizzontale si costituisce di tre materiali in parallelo: due *steel01* con comportamento elastico perfettamente plastico e di un materiale indefinitamente elastico. Di seguito si schematizza il principio d'assegnazione delle rispettive proprietà.

Tab. 3: Accoppiamento dei materiali in parallelo per la realizzazione del materiale costituente le molle orizzontali.

MATERIALE	RIGIDEZZA	P.TO DI SNERVAMENTO
STEEL01	$(1-0,6)*K_i$	$F_{y1} = \text{Forza} - (0,6*K_i)*S$
STEEL01	$(0,6-0,02)*K_i$	$F_{y2} = \text{Forza} - F_{y1} - (0,02* K_i)*S$
ELATIC	$0,02*K_i$	//

Nella precedente *Forza* ed *S* determinano i punti corrispondente al livello di sollecitazione rilevato nella molla orizzontale al superamento delle deformazioni caratteristiche in quella verticale. I coefficienti 0,6 e 0,02 possono essere opportunamente modificati.

Modello multi-molle a plasticità concentrata v3

Poiché si è rilevato che, a seguito del *softening* nel comportamento globale, le molle orizzontali subivano una decompressione, è stato assegnato ognuno dei materiali costituenti le stesse ad un materiale definito nel software come *Pathindependent*. Tale materiale ne garantisce un comportamento elastico non lineare.

Per evitare altresì che la decompressione osservata fosse una conseguenza della rotazione causata dal prevalere di un meccanismo flessionale, le molle a taglio e a flessione sono state distinte in elementi *zero length* differenti. In particolare le prime sono state poste sopra le seconde come osservabile in figura.

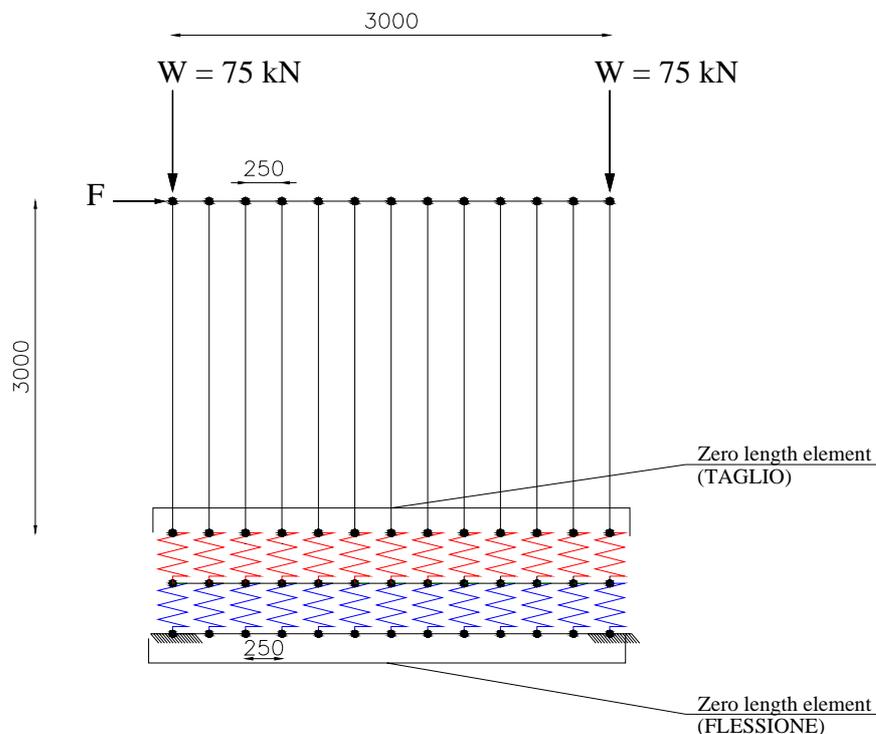


Figura 7: Schema geometrico del modello multimolla v3

Per maggiore chiarezza di seguito si riporta lo schema dettagliato relativo alle proprietà dei due elementi *zero length* per ognuna delle tre molle costituenti gli stessi.

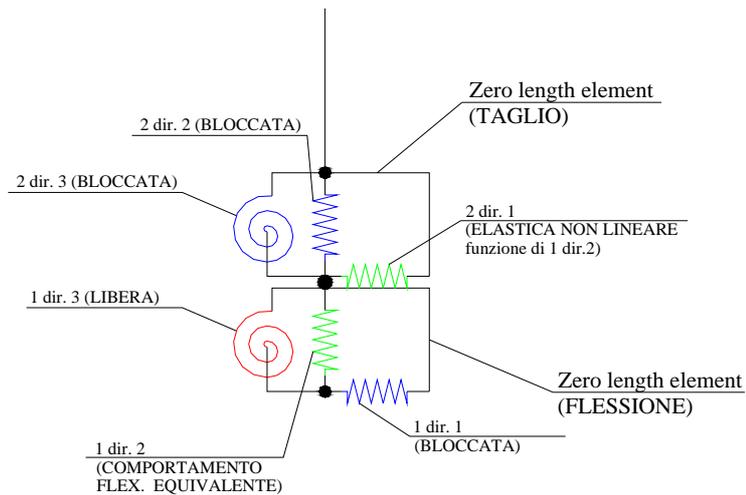


Figura 8: Dettaglio dei due elementi zero length e proprietà assegnati agli stessi per ciascun grado di libertà.

La configurazione deformata è riportata di seguito; si deve precisare che le molle orizzontali e verticali lavorano sui rispettivi spostamenti relativi tra i nodi.

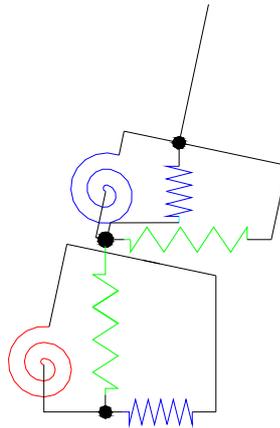


Figura 9: Configurazione deformata degli elementi a lunghezza zero.

Poiché la configurazione del modello appena descritta presenta alcuni elementi in serie che sono fonte di instabilità dell'analisi, è stata aggiunto un traverso di raccordo fra ciascuno dei nodi di collegamento fra i due elementi a lunghezza zero.

Modello multi-molle a plasticità concentrata v4

Una modifica al modello appena descritto consiste nella separazione dell'elemento zero length in cui si concentra la deformazione verticale da quello in cui ad essere flessibile è la molla orizzontale. Quest'ultimo è stato in questo caso posto in sommità. I risultati ottenuti hanno mostrato un decremento della precisione rispetto alla versione v3 e pertanto tale modello è stato abbandonato.

Modello multi-molle a plasticità concentrata v5

L'obiettivo del presente modello è quello di implementare il legame costitutivo per la resistenza a taglio proposto da Priestley e rappresentato in figura.

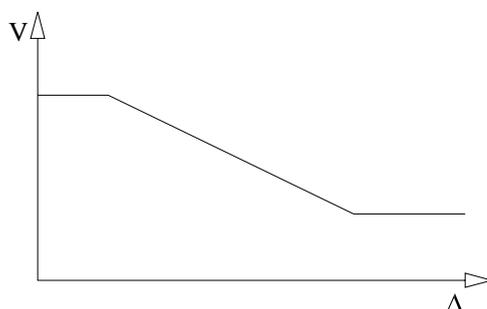


Figura 10: Andamento della resistenza a taglio in funzione dello spostamento globale.

Se si associa tale comportamento alle molle orizzontali del modello v3 si ottiene una deformata completamente flessionale, con la corrispondente risposta globale, a causa dell'elevata resistenza e rigidità iniziale.

La resistenza a taglio presenta infatti questo andamento se si considera in ascissa il valore di spostamento globale (in sommità); il precedente legame costitutivo non può quindi essere adottato per le molle orizzontali che lavorano con gli spostamenti tra i nodi.

Il suddetto andamento della resistenza a taglio è stato quindi assegnato ad un unico elemento zero length posto nel baricentro del muro e collegato ai vertici da 4 diagonali.

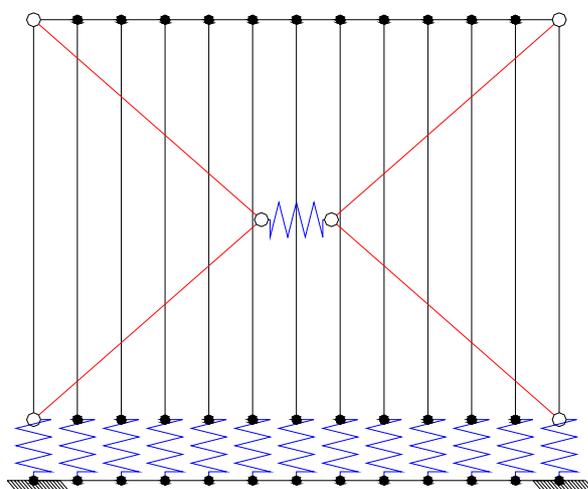


Figura 11: Schema geometrico del modello multimolla v5.

I 4 diagonali, rappresentati in rosso, hanno proprietà, in termini di rigidità e resistenza, tali da risultare indeformabili; le cerniere sono realizzate con elementi *zero length* in cui sono bloccate le traslazioni ed è libera la rotazione. Gli elementi *zero length* alla base garantiscono già questo tipo di vincolo alla base dei montanti. Per essi, in questo caso, è stata inoltre bloccata la molla corrispondente allo spostamento orizzontale, poiché ora la deformazione a taglio è concentrata nell'elemento baricentrico.

Anche questo modello ha mostrato una scarsa precisione dei risultati e si è deciso pertanto di adottare come definitivo il modello multimolla v3.

Le prove sperimentali hanno mostrato alcune peculiarità che il modello fino ad ora sviluppato non è stato in grado di cogliere. Il ricoprimento di calcestruzzo viene infatti rotto a causa dell'instabilizzazione in compressione delle barre di ripresa. Al successivo ciclo di carico, nel verso opposto, le armature non si trovano quindi più in condizione di aderenza con il copriferro e si sfilano. Al contempo si è osservato un significativo danneggiamento delle estremità di base. La difficoltà di rappresentare questi effetti risiede principalmente nella natura dell'analisi; mentre nella prova sperimentale essi si manifestavano a causa dell'applicazione di un carico ciclico, la presente analisi è di tipo monotono; è quindi più difficile modellarli direttamente secondo quanto si verifica nella realtà fisica. Per includere tali effetti nel modello si è adottato un legame costitutivo per l'acciaio delle barre d'armatura che preveda un comportamento rammollente successivo allo snervamento, con annullamento della resistenza per un valore di duttilità pari ad 8.

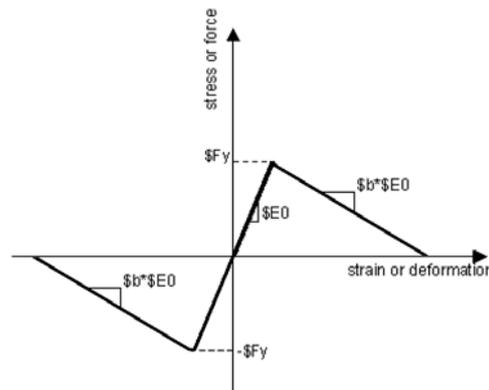


Figura 12: Proprietà dell'acciaio assegnate alla molla verticale dell'elemento zero length inferiore (1 dir 2).

In secondo luogo per il calcestruzzo sono state definite caratteristiche di resistenza ridotte rispetto al valore medio dei test sul materiale. In particolare i risultati che verranno nel seguito illustrati e che sono stati ritenuti validi, sono stati ottenuti con un valore di resistenza di picco pari a circa 1/4 di quella media cui corrisponde una deformazione di poco inferiore all'1%. La resistenza del calcestruzzo si annulla poi per una deformazione del 2%. Per maggiore chiarezza si è voluto rappresentare graficamente quanto appena descritto: nella figura seguente la linea nera si riferisce alle caratteristiche di resistenza media del calcestruzzo, la linea rossa definisce il peggioramento del comportamento per i motivi sopra descritti (i valori in figura non sono proporzionati fra loro).

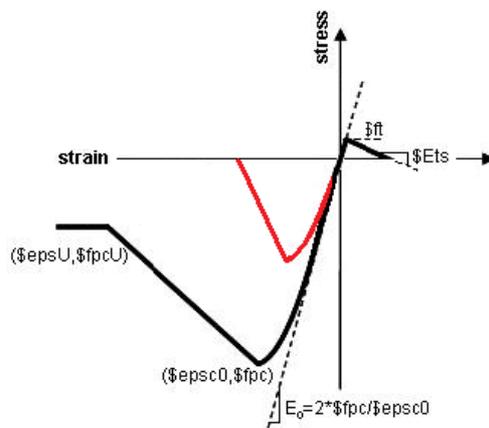


Figura 13: Proprietà del calcestruzzo della molla verticale dell'elemento zero length inferiore (1 dir 2).

I due materiali sono quindi assemblati in parallelo ed assegnati alla direzione verticale dell'elemento a lunghezza zero inferiore.

Il modello relativo al primo provino ha esibito una risposta molto simile a quella sperimentale, il confronto è riportato nella figura seguente.

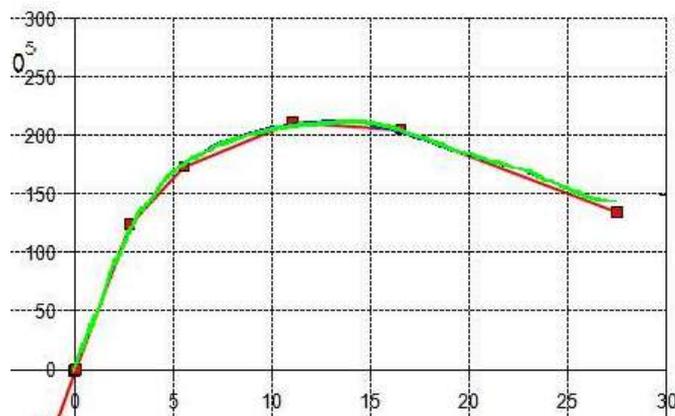


Figura 14: Confronto dei risultati sperimentali e numerici del modello multimolla v3 per il provino 1.

Per verificare la validità del modello è stato quindi incrementato a 300 kN il carico verticale ed i risultati sono stati confrontati con i risultati sperimentali del secondo provino, di seguito raffigurati.

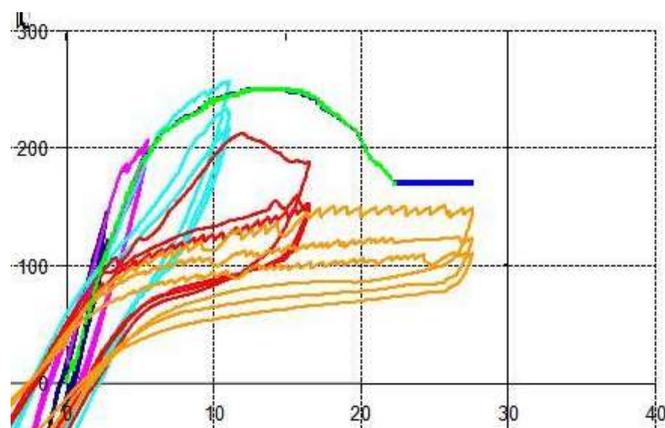


Figura 15: Confronto dei risultati sperimentali e numerici del modello multimolla v3 per il provino 2.

Modello multi-molle a plasticità concentrata v6

Si è osservato che le proprietà delle molle orizzontali influenzano significativamente solo il primo tratto della risposta globale, prima che si "inneschi" il meccanismo flessionale. Si è quindi scelto, per semplicità e minor onere computazionale, di adottare un legame infinitamente elastico per la direzione orizzontale degli *zero length* superiori. Questo in quanto i cambiamenti di pendenza non risultano incidere apprezzabilmente sulla risposta globale dopo che si è innescata anche la componente legata al comportamento flessionale. Tale modello è stato chiamato modello multimolla v6, ci si riserva di introdurre una ulteriore modifica al suddetto che consiste nel sostituire al legame elastico un comportamento elastico perfettamente plastico (). Nelle figure seguenti si può osservare come non vi siano variazioni significative nella risposta dei primi due provini a seguito della suddetta modifica. Non si verifica anzi l'interruzione dell'analisi, riscontrata per l'unità 2, a se-

guito di problemi di convergenza, dovuti probabilmente alla complessità e alla diversificazione dei legami costitutivi di ciascuna molla a taglio.

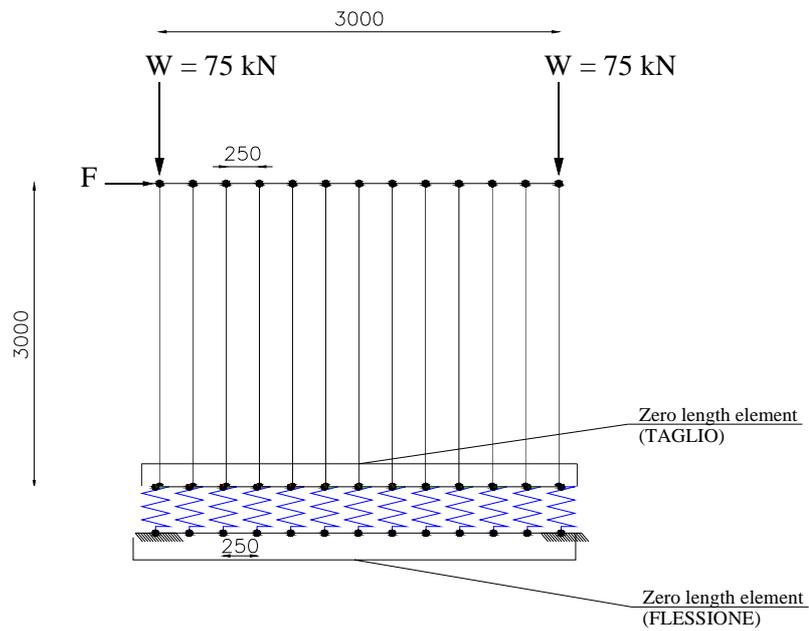


Figura 16: Schema geometrico del modello multimolla v6 adottato per le analisi dei casi-studio

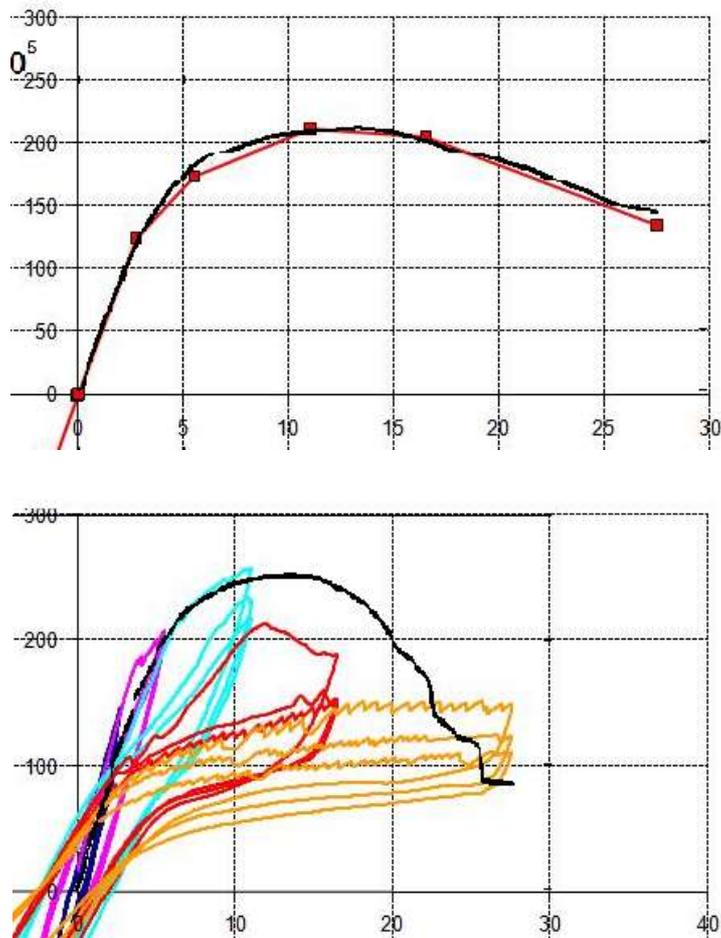


Figura 17: Confronto dei risultati sperimentali e numerici del modello multimolla v6, rispettivamente per il provino 1 e 2.

Come si può notare nella risposta del modello numerico vi sono delle variazioni non particolarmente significative.

Un'ulteriore generalizzazione è a questo punto consistita nell'estensione di tale modello ai provini 7 ed 8. Per queste analisi le uniche modifiche apportate al modello hanno riguardato le caratteristiche geometriche e nessuna delle proprietà dei materiali precedentemente descritte è stata cambiata. In particolare, per mantenere il passo tra gli elementi verticali pari a quello adottato per le analisi numeriche relative ai primi 2 provini, sono stati aggiunti due elementi verticali ad ogni estremità. Il loro numero è stato quindi aumentato da 13 a 18 e le dimensioni di base sono state estese di 500 mm per parte; le figure seguenti riportano il confronto numerico-sperimentale per le prove 7 ed 8 rispettivamente.

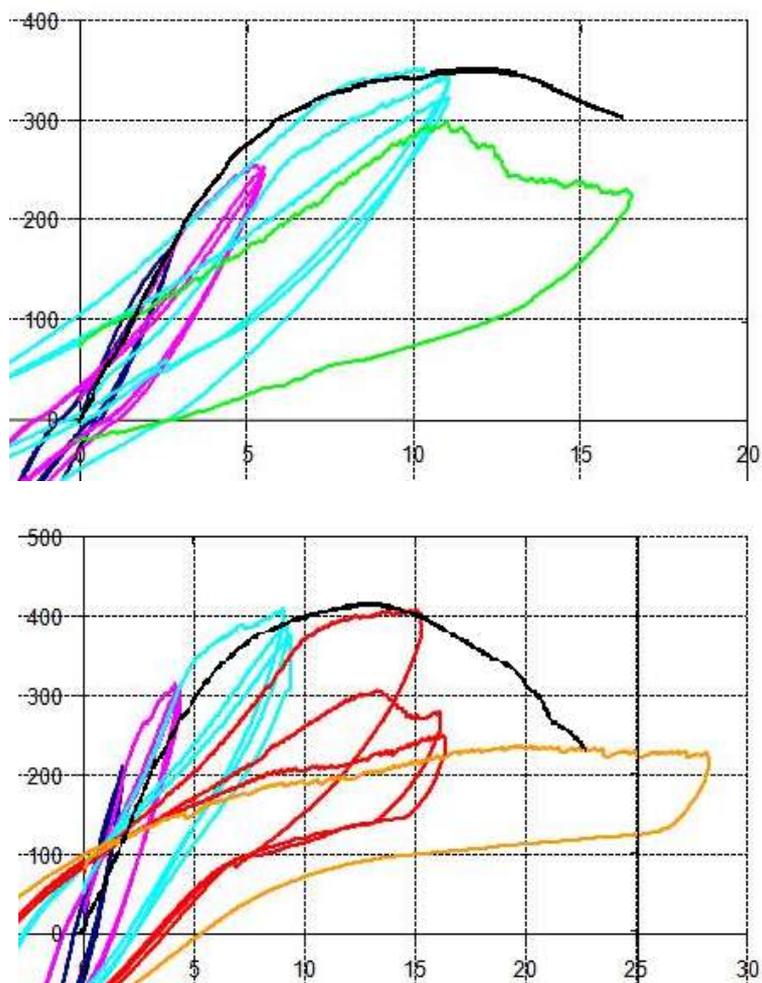


Figura 18: Confronto dei risultati sperimentali e numerici del modello multimolla v6, rispettivamente per il provino 7 e 8.

4. Modelli adottati nel caso di presenza di aperture

Le prove sperimentali eseguite presso il laboratorio della Fondazione Eucentre hanno coinvolto anche unità murarie in cui erano presenti aperture. Nella tabella seguente sono descritte le caratteristiche generali relative ad ognuna e la numerazione di riferimento adottata.

<i>Provino</i>	<i>Dimensioni muro[m]</i>	<i>Carico verticale [kN]</i>	<i>Tipologia apertura</i>
3	3x3	150	Porta
4	3x3	300	Porta
5	3x3	150	Finestra
6	3x3	300	Finestra

Tab. 4: Tabella riassuntiva delle caratteristiche geometriche e di sollecitazione dei provini con aperture

Le porte e le finestre si trovano in posizione centrata ed hanno dimensioni pari a 200x85 cm (porta) e 100x100 cm (finestra).

Per considerare gli effetti connessi alla presenza di tali aperture il modello numerico è stato opportunamente modificato. Gli elementi verticali che intersecano lo spazio occupato dalla porta sono stati rimossi. Nella linea di mezzzeria dell'architrave è stato posto un elemento non lineare a fibre la cui sezione ha profondità pari allo spessore del muro (70 mm) e larghezza corrispondente all'altezza dell'architrave (1000 mm). Le caratteristiche dei materiali componenti questo elemento derivano dal valore medio di resistenza del calcestruzzo e dalle caratteristiche dell'acciaio della rete di rinforzo.

Nella figura seguente è rappresentato lo schema geometrico del modello appena descritto. La coppia di elementi *zero length*, con le caratteristiche descritte per il modello multimolla $v3$, sono presenti anche in questo caso ma per semplicità sono stati rappresentati con una singola molla.

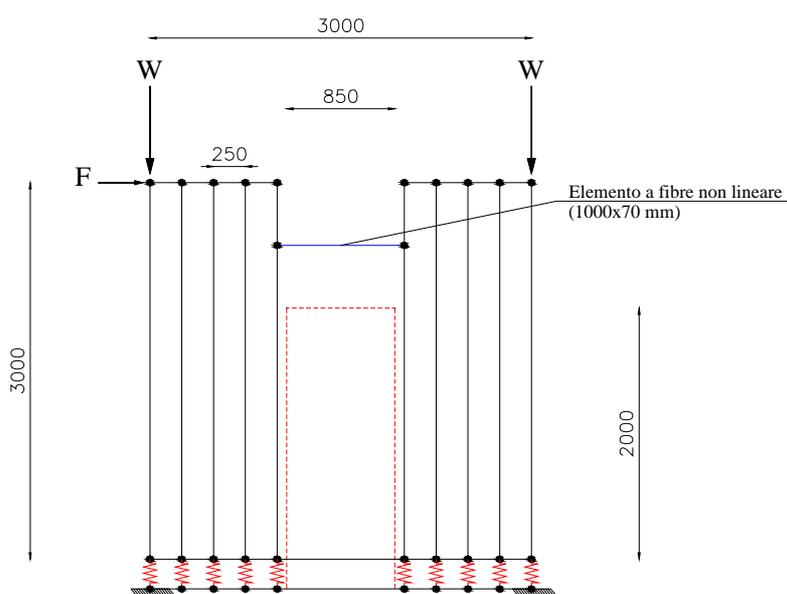


Figura 19: Configurazione del modello multimolla $v6$ modificato nel caso di presenza di una porta.

I risultati ottenuti dal modello sono rappresentati nelle figure seguenti, essi si riferiscono ai provini 3 e 4 rispettivamente.

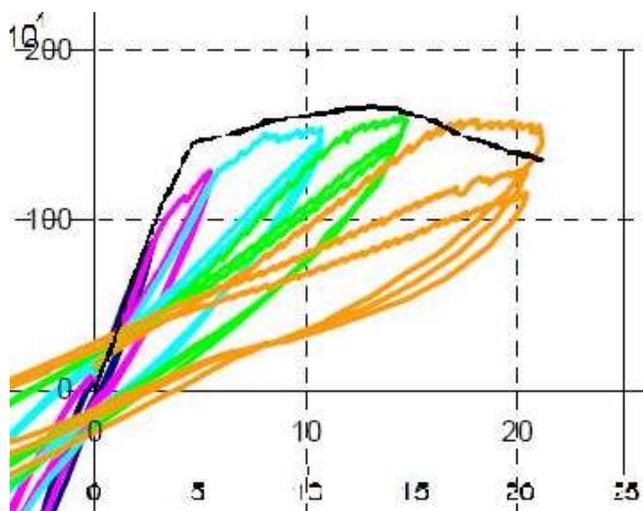


Figura 20: Confronto dei risultati sperimentali e numerici del modello multimolla v6, modificato per la porta, per il provino 3.

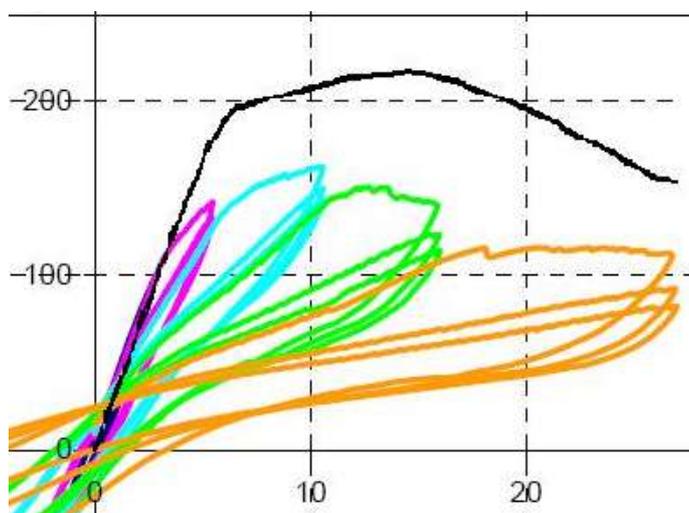


Figura 21 Confronto dei risultati sperimentali e numerici del modello multimolla v6, modificato per la porta, per il provino 4.

Si può notare come il modello colga in modo accurato il comportamento riscontrato della prova sperimentale eseguita sul provino 3; esso sovrastima invece la curva relativa al provino 4. Se si confrontano tuttavia le sole curve sperimentali relative ai due provini si nota come non vi sia nessun incremento della resistenza massima all'aumentare del carico verticale applicato. A causa di questa anomalia si è ritenuto valido anche il risultato numerico ottenuto per il provino 4.

Per quanto riguarda i muri in cui sono presenti come aperture le finestre, sono state introdotte alcune piccole modifiche rispetto a quanto già eseguito nel caso delle porte. Il contributo della fascia muraria inferiore è sta-

to considerato raddoppiando la profondità della sezione assegnata all'elemento non lineare trasversale. Oltre al raddoppio dell'area di calcestruzzo sono state duplicate le aree delle barre costituenti l'armatura di rinforzo ordinaria, ovvero la rete.

Sono state eseguite delle analisi in cui è stata raddoppiata, in luogo della profondità, la larghezza della sezione dell'elemento architrave; in questo caso l'area delle armature non viene moltiplicata per due ma le barre vengono distribuite su tutti i 2 metri della sezione. Tali analisi hanno evidenziato una sostanziale equivalenza delle due metodologie e si è pertanto deciso arbitrariamente di adottare la prima soluzione. Nella figura seguente è rappresentato quanto appena descritto.

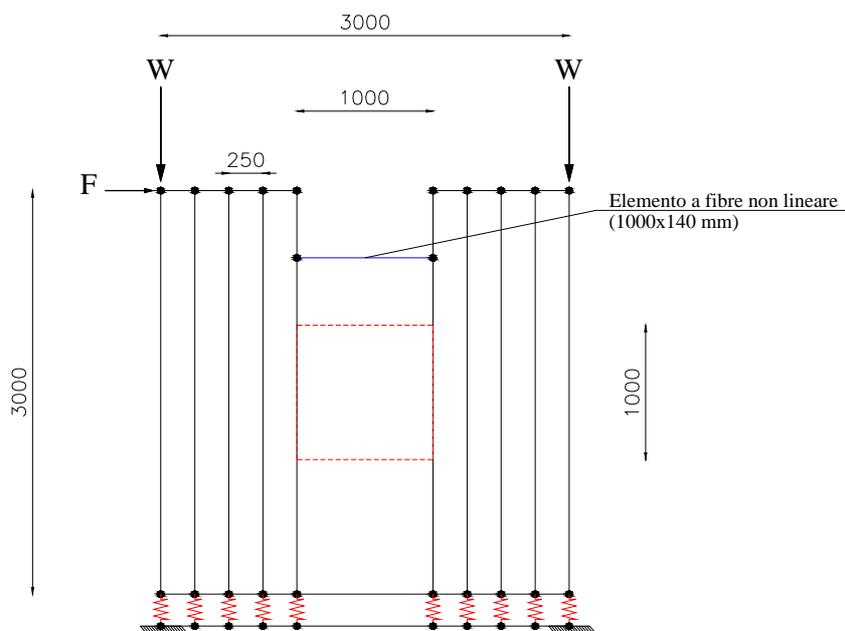


Figura 22: Configurazione del modello multimolla v6 modificato nel caso di presenza di una finestra.

Nelle due figure seguenti sono dettagliati i confronti tra i risultati delle prove sperimentali e delle analisi numeriche per i due provini con finestra.

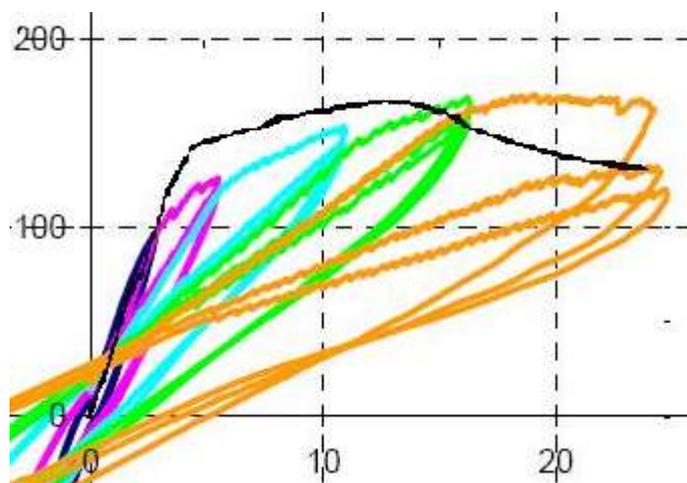


Figura 23: Confronto dei risultati sperimentali e numerici del modello multimolla v6, modificato per la finestra, per il provino 5.

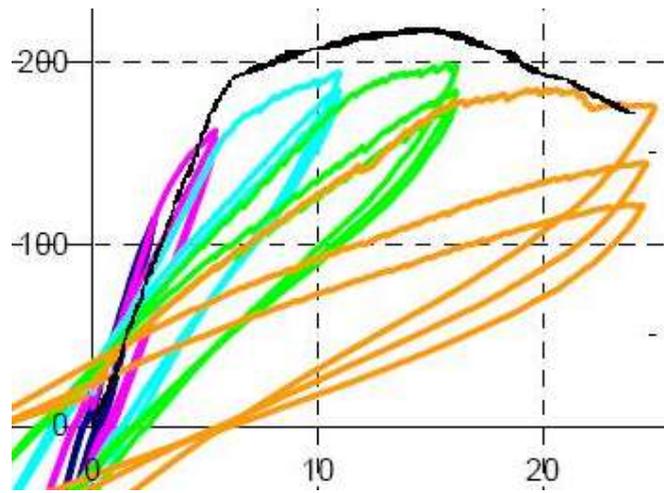


Figura 24: Confronto dei risultati sperimentali e numerici del modello multimolla v6, modificato per la finestra, per il provino 6.

5. Procedimento utilizzato per il calcolo del fattore di riduzione delle forze mediante analisi statiche non lineari

Lo scopo di questa seconda parte del lavoro svolto è ricavare il fattore di riduzione della forza per edifici realizzati con tecnologia EMMEDUE. Per far ciò è stata stabilita la seguente procedura:

- una generica struttura è studiata mediante analisi statiche non lineari, da cui è possibile ricavare una curva taglio alla base vs. spostamento in sommità;
- la stessa struttura è sottoposta ad una analisi elastica, da cui si ricava una risposta lineare con pendenza pari alla rigidezza iniziale;
- sulla curva non lineare taglio alla base vs. spostamento in sommità si individuano i punti relativi ad eventi significativi;
- la condizione ultima convenzionale è stabilita al raggiungimento del primo fra i seguenti due eventi: raggiungimento della forza massima; raggiungimento del drift 0.4% (in base alla precedente relazione, tale livello di drift precede sempre il raggiungimento del degrado di resistenza, in alcuni casi istantaneo, dei muri); solo a scopo di confronto si valuta anche la situazione al drift 0.5%, ma questo caso non può essere utilizzato come riferimento;
- si definisce F_{pl} il livello massimo di taglio alla base raggiunto per il caso elasto-plastico ed S_{pl} il corrispondente livello di spostamento in sommità. Per lo stesso spostamento nel modello elastico è stata raggiunta una forza laterale F_{el} ; si definisce quindi fattore di riduzione delle forze R il rapporto tra il

secondo ed il primo $R = \frac{F_{el}}{F_{pl}}$:

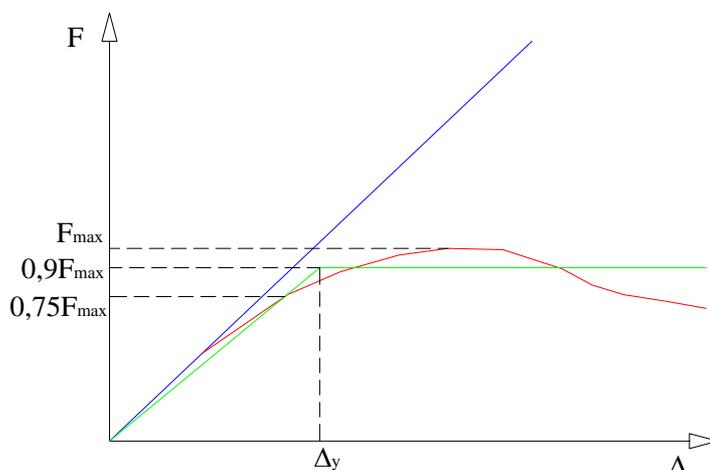


Figura 25: Metodo di calcolo della curva elastica perfettamente plastica (verde) a partire da quella non-lineare dell'analisi numerica (rossa).

In sintesi il tratto plastico corrisponde ad un valore di resistenza pari al 90% di quella massima numerica; la rigidezza iniziale è calcolata intersecando la curva non-lineare in corrispondenza di un valore di forza pari al 75% di quella massima dell'analisi. Nelle immagini recanti le risposte delle strutture esaminate da qui in avanti, sono presenti le 3 curve nei colori rappresentati nella figura precedente. I livelli di spostamento per cui sono calcolati i fattori di riduzione delle forze sono delineati da segmenti compresi tra le curve i cui valori sono utilizzati nel calcolo.

6. Simulazioni numeriche

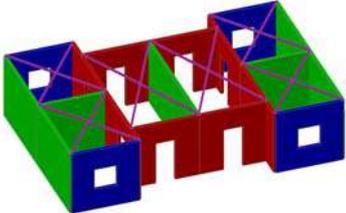
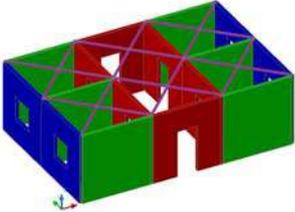
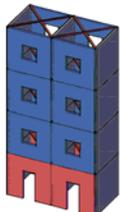
Impostazione del lavoro

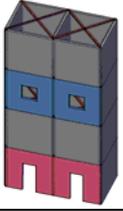
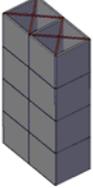
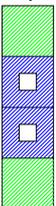
I risultati ottenuti nella precedente fase di calibrazione dei modelli numerici sono stati ritenuti sufficientemente accurati, per cui a questo punto è possibile estendere il campo d'indagine a strutture più complesse quali quelle pluripiano 2D e 3D.

In sintesi, si prevede di analizzare le seguenti configurazioni, per un totale di 37 casi:

- Pareti 2D a due piani, questa configurazione è relativa ad un'analisi di prova;
- 4 casi di parete 2D caratterizzate ciascuna da 4 differenti percentuali di aperture e per un numero di piani che va da 1 a 4 (in totale 16 configurazioni).
- 3 casi di strutture 3D modulari caratterizzate ciascuna da 3 differenti percentuali di aperture e per un numero di piani che va da 1 a 4 (in totale 12 configurazioni).
- 2 casi di strutture 3D più complesse caratterizzate ciascuna da una pianta differente, per un numero di piani che va da 1 a 4 ed analizzate lungo le due direzioni principali (in totale 8 configurazioni)

È da rimarcare già in questa fase, prima ancora di aver mostrato i risultati, che i valori significativi del coefficiente di struttura sono SOLO quelli relativi alle strutture 3D. Tutti gli altri casi analizzati servono solo ed esclusivamente come termini di confronto per la valutazione di una possibile proposta di adeguamento, che potrebbe essere studiata appositamente cercando di non alterare l'attuale tecnica costruttiva. Nella tabella sottostante sono riassunti tutti i casi analizzati.

Tipologia strutturale analizzata	N. piani	Analisi in direzione X	Analisi in direzione Y
Edificio a pianta <i>irregolare</i> 	1	SI	SI
	2		
	3		
	4		
Edificio a pianta <i>regolare</i> 	1	SI	SI
	2		
	3		
	4		
Struttura semplice con aperture su tutte le pareti resistenti 	1	SI	NO
	2		
	3		
	4		

<p>Struttura semplice con 2 aperture e 2 pareti piene</p> 	<p>1</p> <p>2</p> <p>3</p> <p>4</p>	<p>SI</p>	<p>NO</p>
<p>Struttura semplice con sole pareti piene</p> 	<p>1</p> <p>2</p> <p>3</p> <p>4</p>	<p>SI</p>	<p>NO</p>
<p>Solo pareti piene</p> 	<p>1</p> <p>2</p> <p>3</p> <p>4</p>	<p>SI</p>	<p>NO</p>
<p>Porta alla base e pareti piene</p> 	<p>1</p> <p>2</p> <p>3</p> <p>4</p>	<p>SI</p>	<p>NO</p>
<p>1 finestra e pareti piene</p> 	<p>1</p> <p>2</p> <p>3</p> <p>4</p>	<p>SI</p>	<p>NO</p>
<p>2 finestre e pareti piene</p> 	<p>1</p> <p>2</p> <p>3</p> <p>4</p>	<p>SI</p>	<p>NO</p>

Simulazioni su pareti pluripiano 2D

La prima configurazione adottata consiste di due muri sovrapposti cui sono applicati 150 kN ciascuno in sommità. Nella figura seguente è schematizzato tale modello.

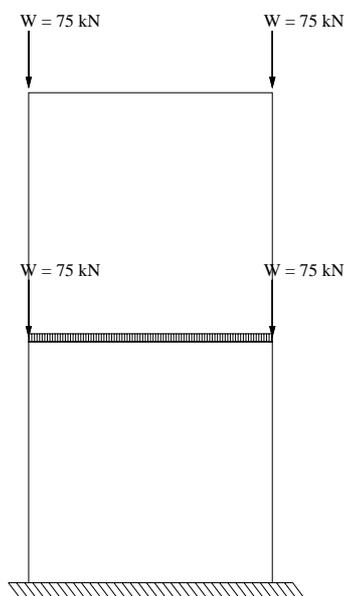


Figura 26: Schematizzazione del modello a 2 piani.

Questa configurazione è stata adottata in quanto consente di ottenere sui singoli muri gli stessi carichi imposti ai provini 1 e 2; in particolare sul muro alla base si riproducono le sollecitazioni del secondo provino. Bisogna altresì specificare che per ragioni di stabilità numerica il muro superiore è stato staccato dal sottostante per mezzo di elementi rigidi di lunghezza 20 mm. Tali elementi verticali connettono i nodi del traverso superiore del muro di base con quelli della trave rigida inferiore della parete del primo piano. Alcuni controlli sugli spostamenti relativi tra i nodi superiori ed inferiori hanno evidenziato l'assenza di spostamenti verticali ed una traslazione orizzontale del tutto ininfluenza in termini di risposta globale (0,1 mm). Si è deciso infine di applicare una distribuzione di forze con andamento triangolare rovescio (forza in sommità doppia rispetto a quella interpiano).

Le curve *taglio-spostamento* non possono più essere confrontate direttamente con quelle sperimentali poiché ad un determinato taglio alla base non corrisponde più lo stesso momento alla base. I valori di momento e taglio all'incastro risultano dalle seguenti espressioni:

$$V = 1,5 \cdot F$$

$$M = 2,5 \cdot F \cdot l = 5 \cdot V$$

In cui l è l'altezza del singolo muro (3m) ed F è la forza applicata in sommità (la forza interpiano è $0,5F$).

Per il muro inferiore è quindi possibile eseguire un confronto tra curve sperimentali e numeriche in termini di momento alla base; si sono moltiplicati i valori in ordinata alle curve sperimentali per 3 e quelli delle curve numeriche per 5. Tale confronto è rappresentato nella figura seguente.

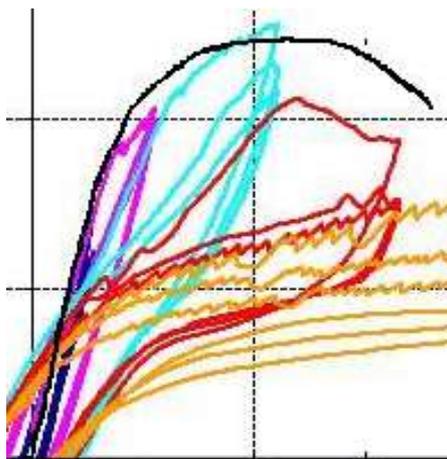


Figura 27: Confronto dei valori di momento alla base ottenuti dalla prova sperimentale e dall'analisi numerica in funzione dello spostamento rilevato in sommità al muro inferiore.

La risposta globale del sistema espressa in termini di spostamento in sommità e taglio alla base può essere osservata nella figura successiva.

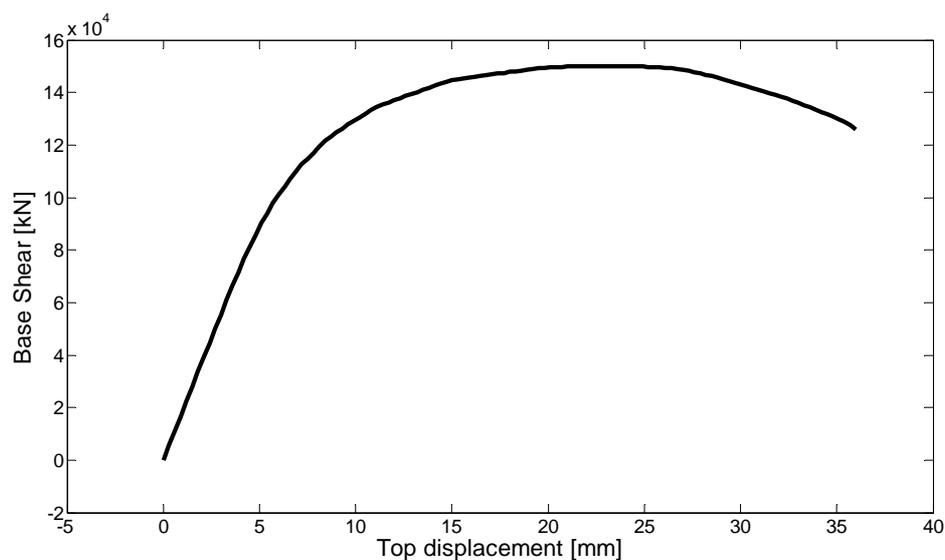


Figura 28: Risposta globale della struttura composta da due muri sovrapposti

Si può notare come il valore di resistenza massima sia inferiore a quello ottenuto per le analisi sui singoli muri a causa dell'aumento del braccio della forza applicata. Si osserva inoltre che il corrispondente livello di spostamento in sommità si trova spostato verso destra per il sommarsi dei contributi deformativi dei due muri.

Il primo caso esaminato si costituisce della sola parete piena di 4m di larghezza di base e 3m d'altezza; in tabella sono riportati i valori del fattore di riduzione della forza calcolato per i livelli di spostamento già descritti. Nella figura successiva viene poi rappresentato lo schema geometrico e la risposta della struttura.

F_{MAX}	4‰	5‰
2,24	2,43	3,04

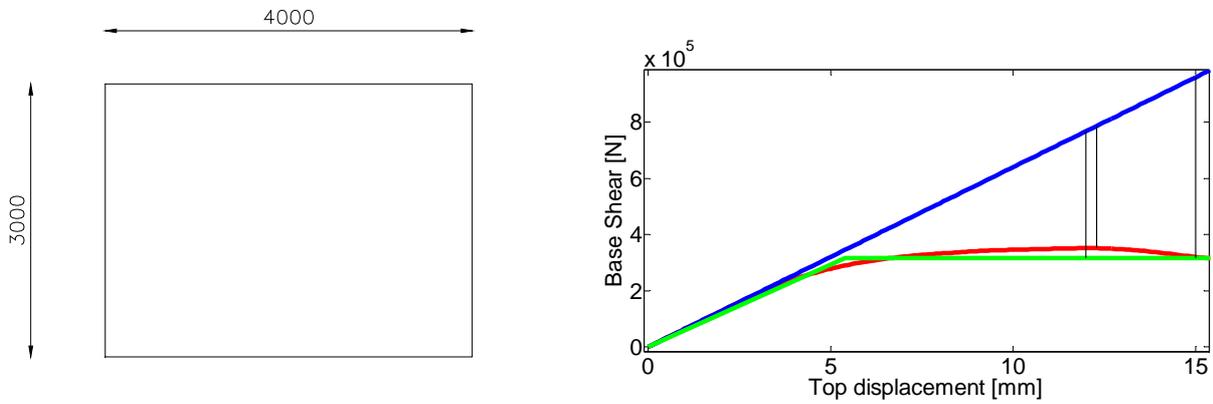


Figura 29: Schema e risposta globale dell'esempio 1

I successivi 3 esempi consistono di strutture da 2 a 4 piani con differenti combinazioni delle tipologie murarie esaminate in precedenza singolarmente.

F_{MAX}	4‰	5‰
3,55	4,03	5,04

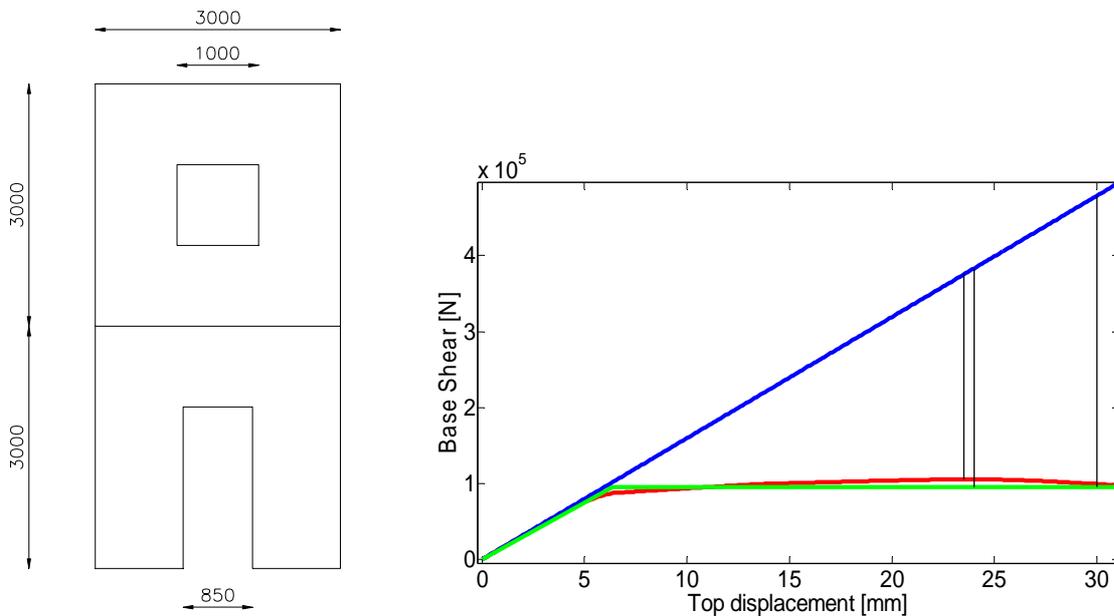


Figura 30: Schema e risposta globale dell'esempio 2

F_{MAX}	4‰	5‰
3,87	4,07	5,09

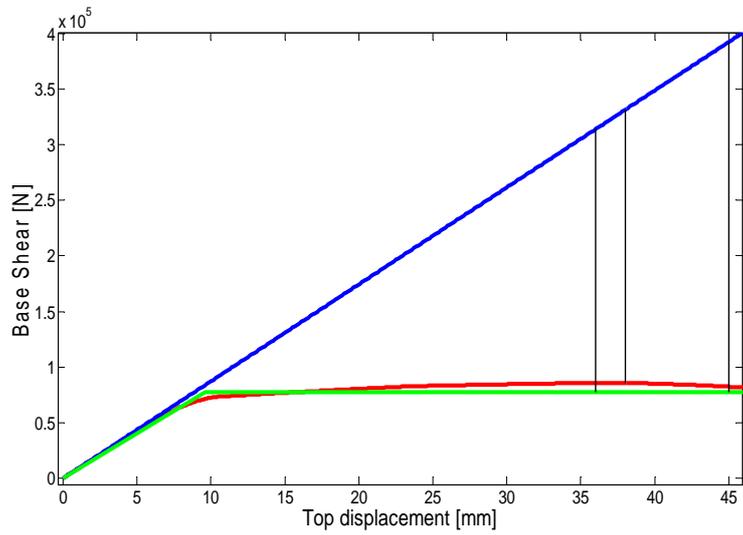
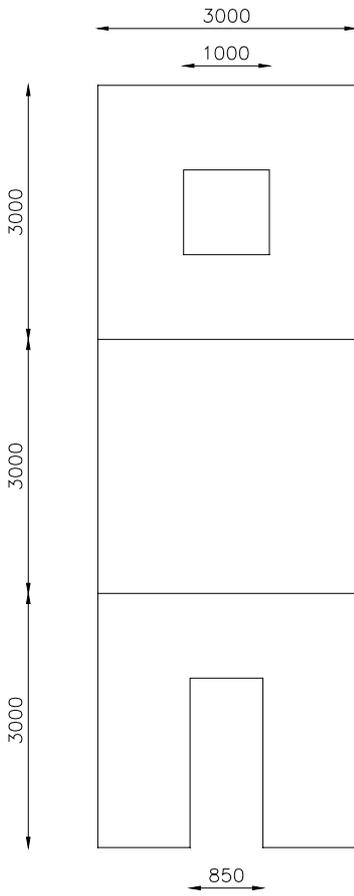


Figura 31: Schema e risposta globale dell'esempio 3

F_{MAX}	4‰	5‰
3,32	3,67	4,59

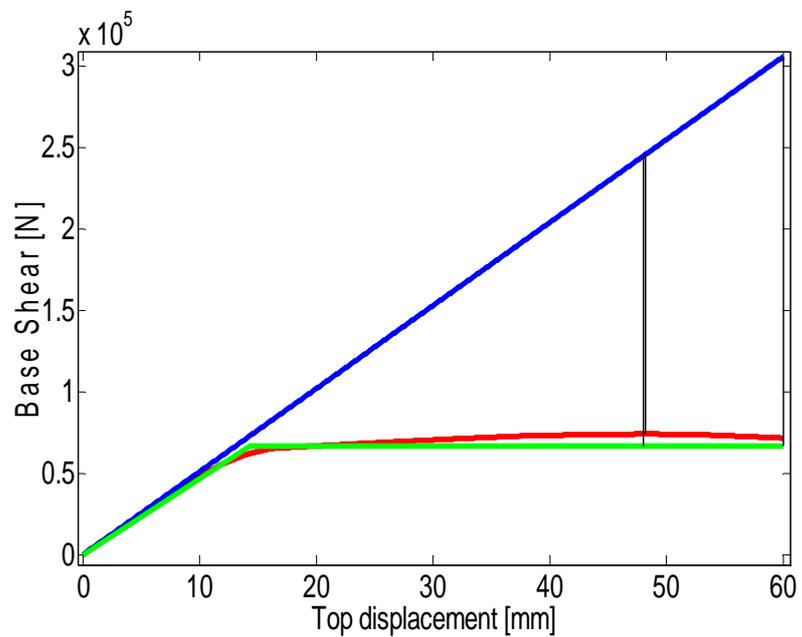
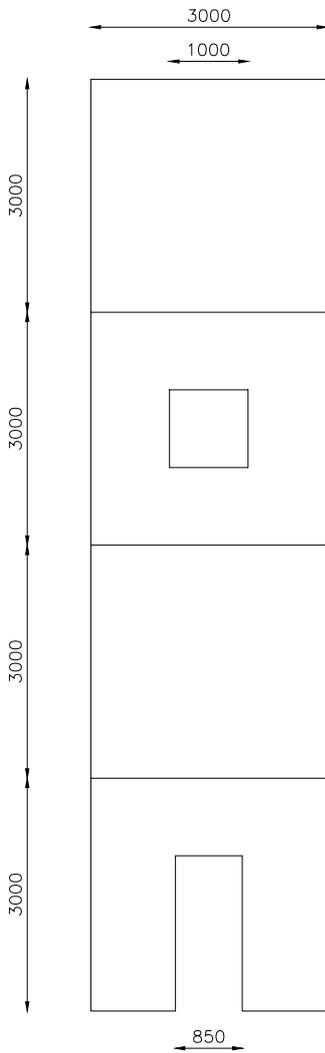


Figura 32: Schema e risposta globale dell'esempio 4

Le risposte globali delle strutture appena descritte, ad una prima analisi, risultano condizionate in maniera significativa dal comportamento del muro alla base. Si è quindi deciso di procedere all'analisi di 4 tipi di struttura, ognuna con altezza variabile da 1 a 4 piani, ove possibile.

Il primo caso si costituisce di sole pareti piene, nella figura successiva sono rappresentati i valori del fattore di riduzione della forza calcolati per ogni incremento di piano. Essi si riferiscono allo spostamento corrispondente alla massimo taglio alla base raggiunto (carattere nero), ad un drift del 4‰ (rosso) e del 5‰ (blu).

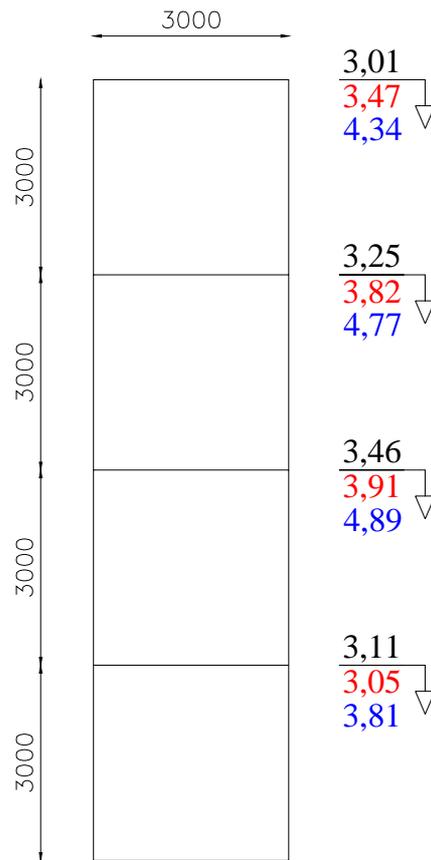
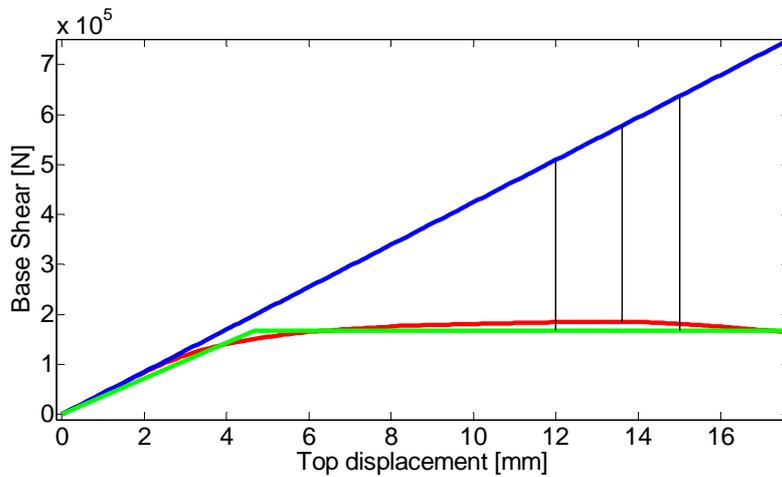


Figura 33: Valori di F_q per strutture da 1 a 4 piani composte da soli muri pieni.

Di seguito si vogliono dettagliare le risposte globali delle strutture appena descritte; nell'ordine esse si riferiscono al monopiano e quindi agli incrementi di piano successivi.

Nelle immagini successive, così come nelle precedenti, i due livelli di drift di rilievo sono stati messi in stretta relazione con lo spostamento in sommità in quanto si è sempre verificato che la deformata presentasse un andamento lineare.



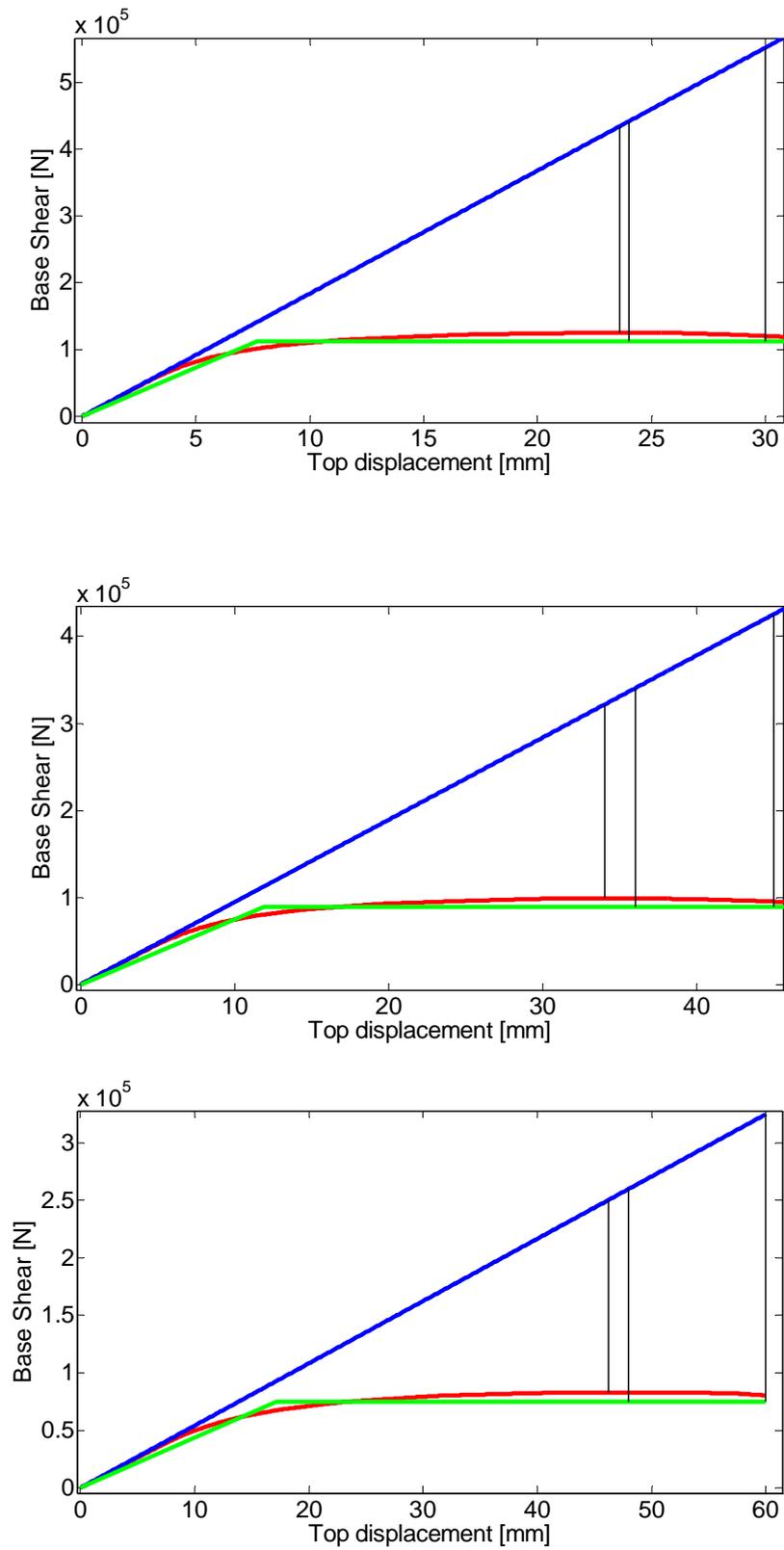


Figura 34: Risposte globali delle strutture a pareti piene da 1 a 4 piani, rispettivamente.

Il caso successivo riguarda nuovamente strutture a numero di piani crescente fino a 4, le pareti sono anche in questo caso piene, fatta eccezione per quella alla base in cui è presente una porta

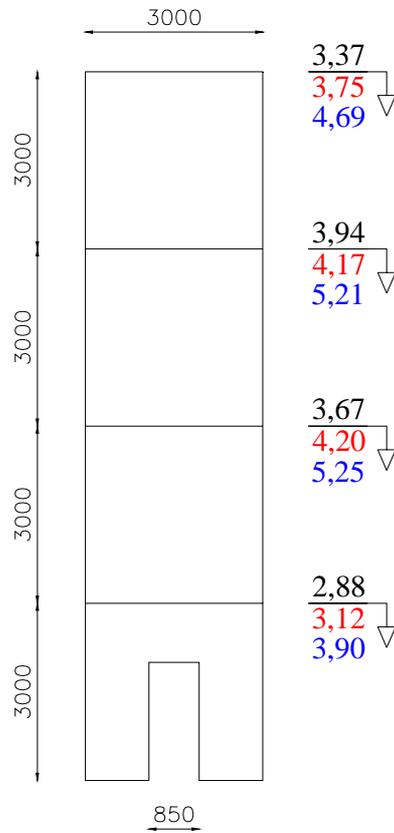
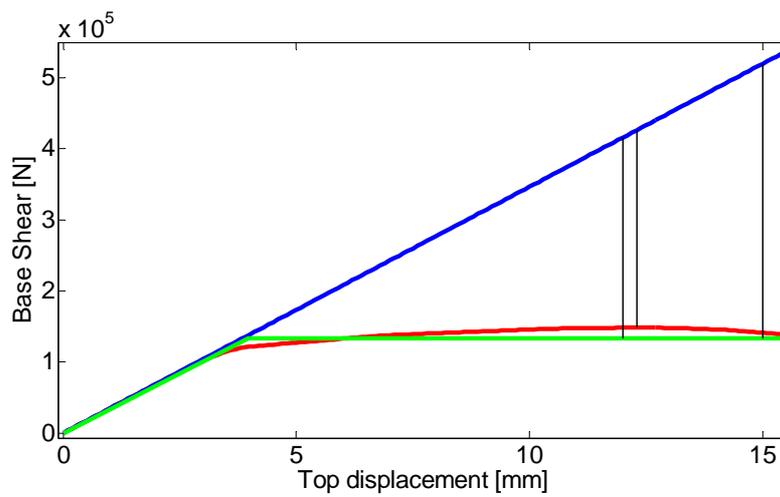


Figura 35: Valori di F_q per strutture da 1 a 4 piani con porta alla base.

Di seguito si rappresentano le risposte globali in termini di taglio alla base e spostamento in sommità.



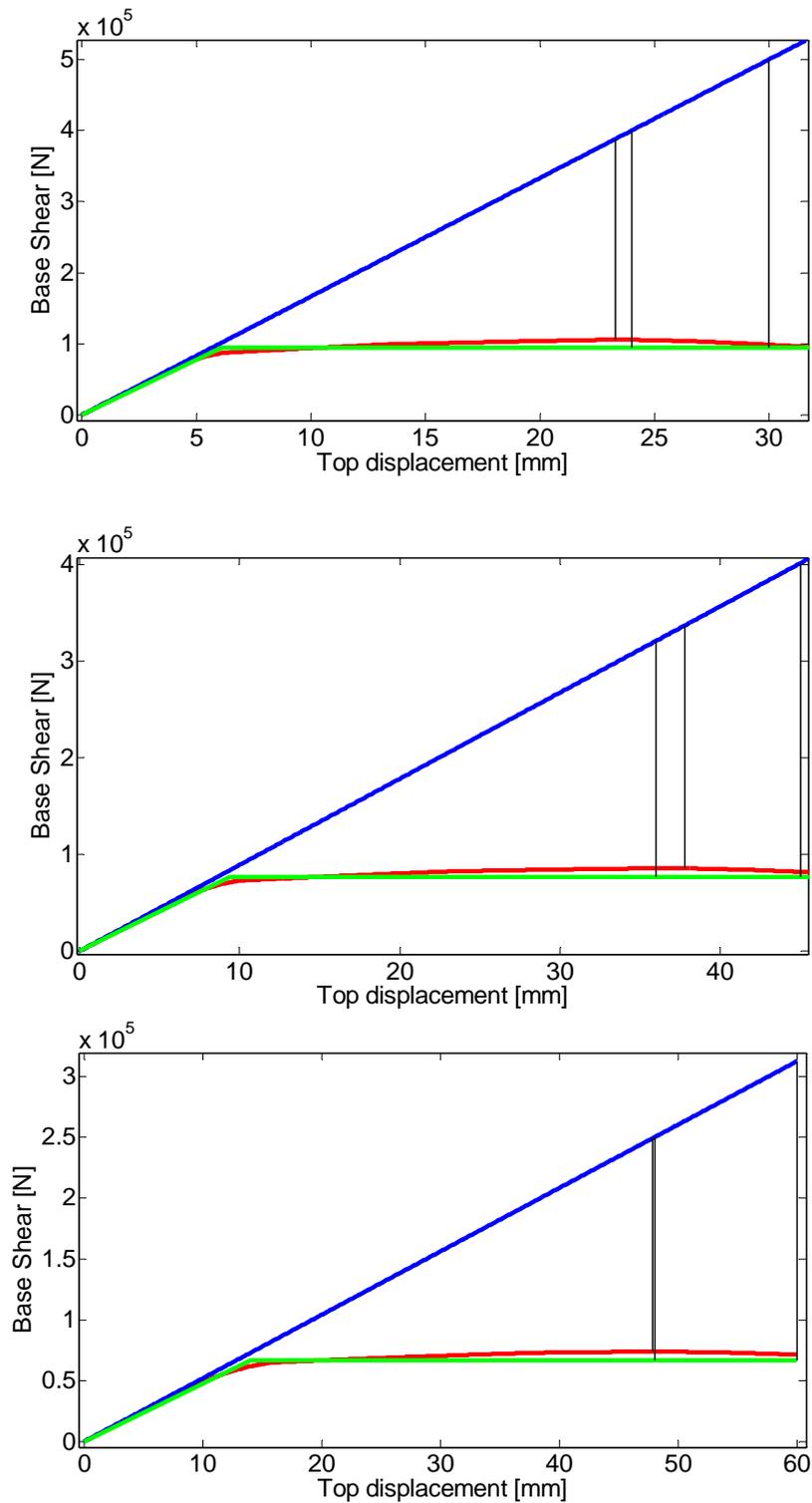


Figura 36: Risposte globali delle strutture con porta alla base da 1 a 4 piani, rispettivamente.

La terza tipologia strutturale consiste di un muro con una finestra ed i restanti pieni. Perché si potessero valutare le variazioni del fattore di riduzione della forza al crescere dell'altezza, la finestra è stata sempre posta al secondo piano salvo, ovviamente, il caso monopiano che si compone unicamente di essa. In figura si possono vedere i risultati ottenuti.

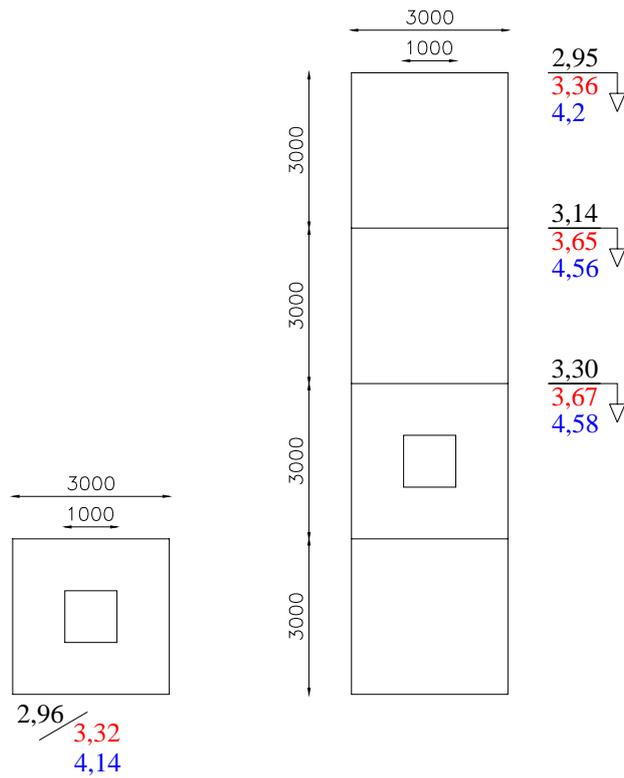
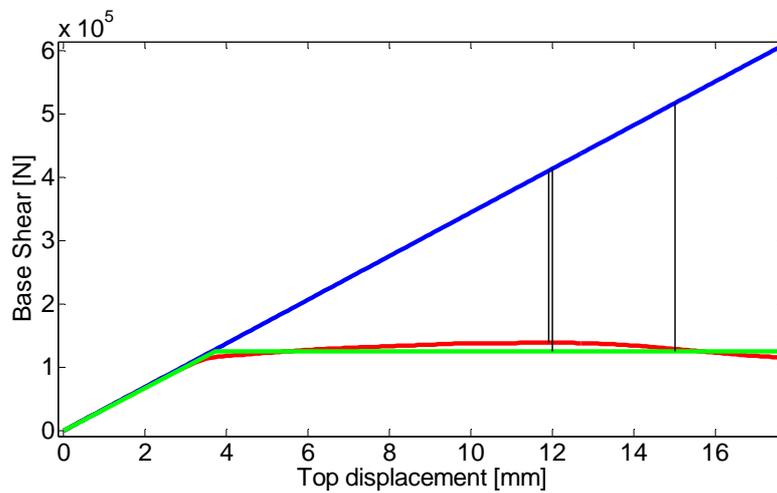


Figura 37: Valori di F_q per strutture da 1 a 4 piani con una finestra.

Come per i casi precedenti, di seguito sono riportate le risposte globali delle strutture in ordine al crescere dell'altezza.



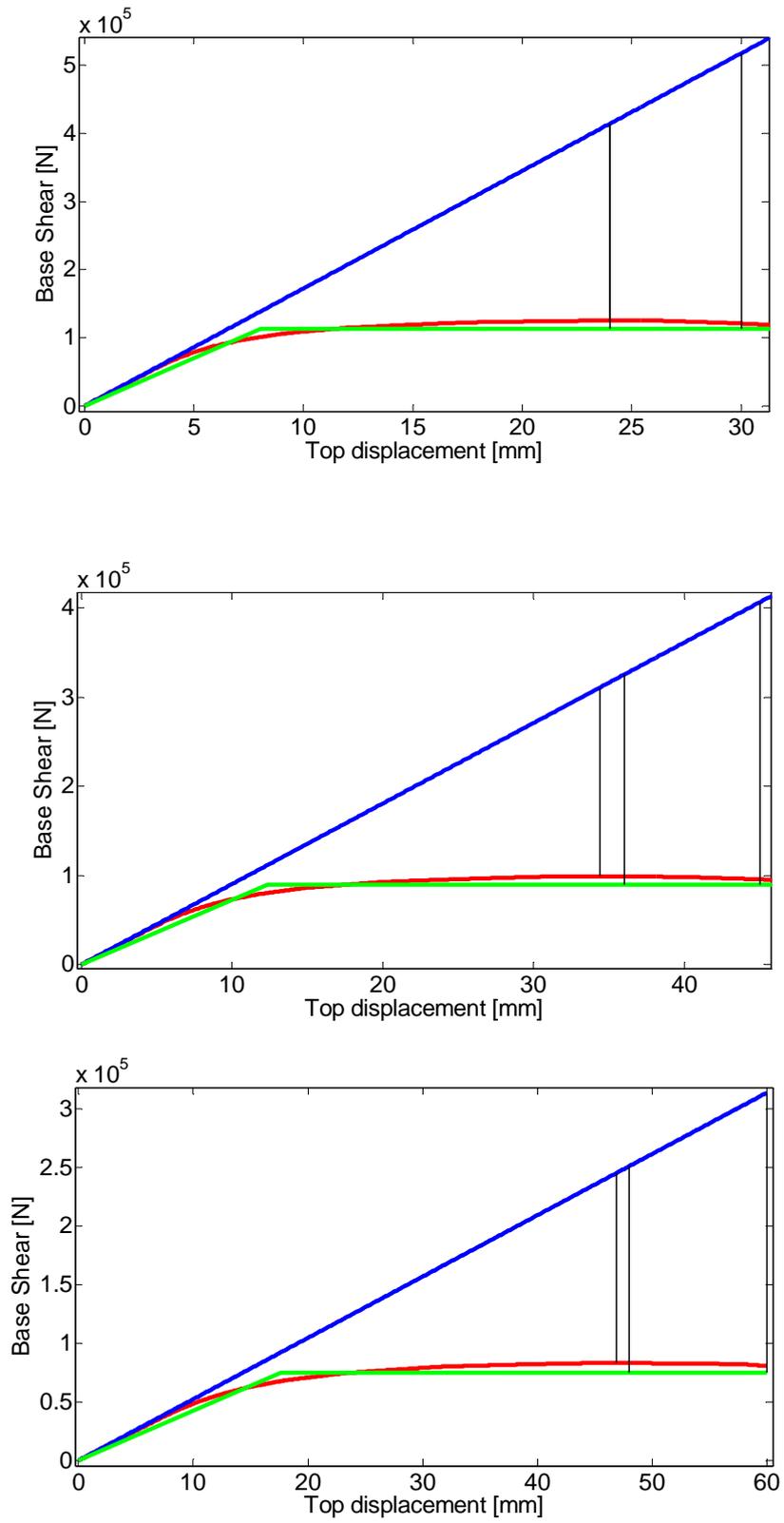


Figura 38: Risposte globali delle strutture con una finestra da 1 a 4 piani.

L'ultima serie di strutture è costituita da due finestre e le altre pareti piene; il caso monopiano verrebbe in questo caso a coincidere con quanto già eseguito e viene tralasciato. La posizione delle aperture coincide con il II e III piano.

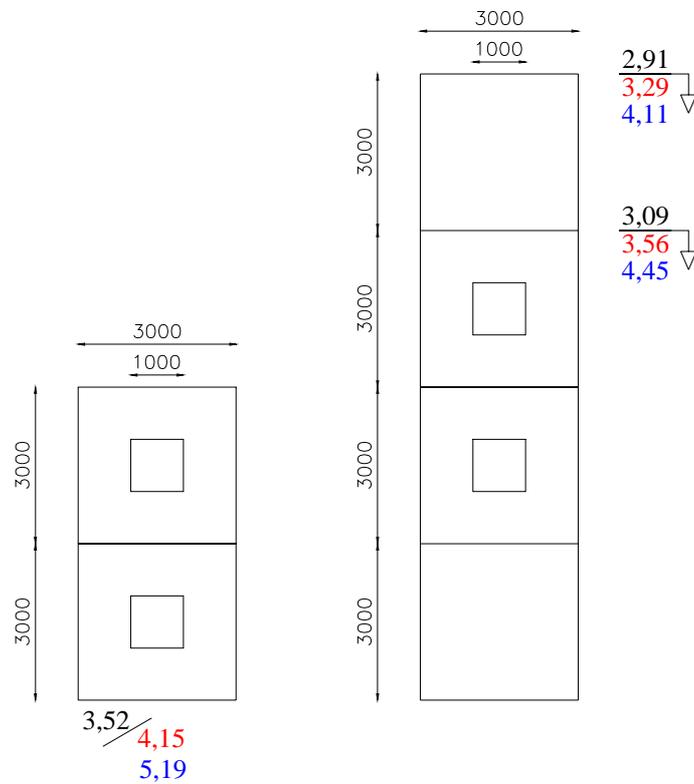
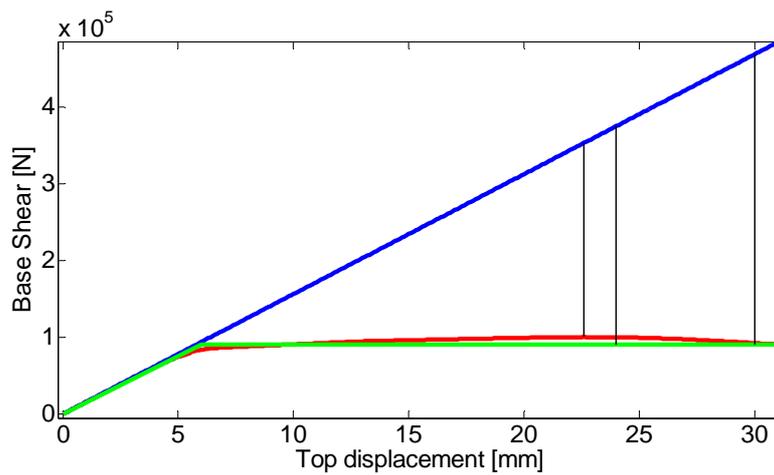


Figura 39: Valori di F_q per strutture da 1 a 4 piani con due finestre.



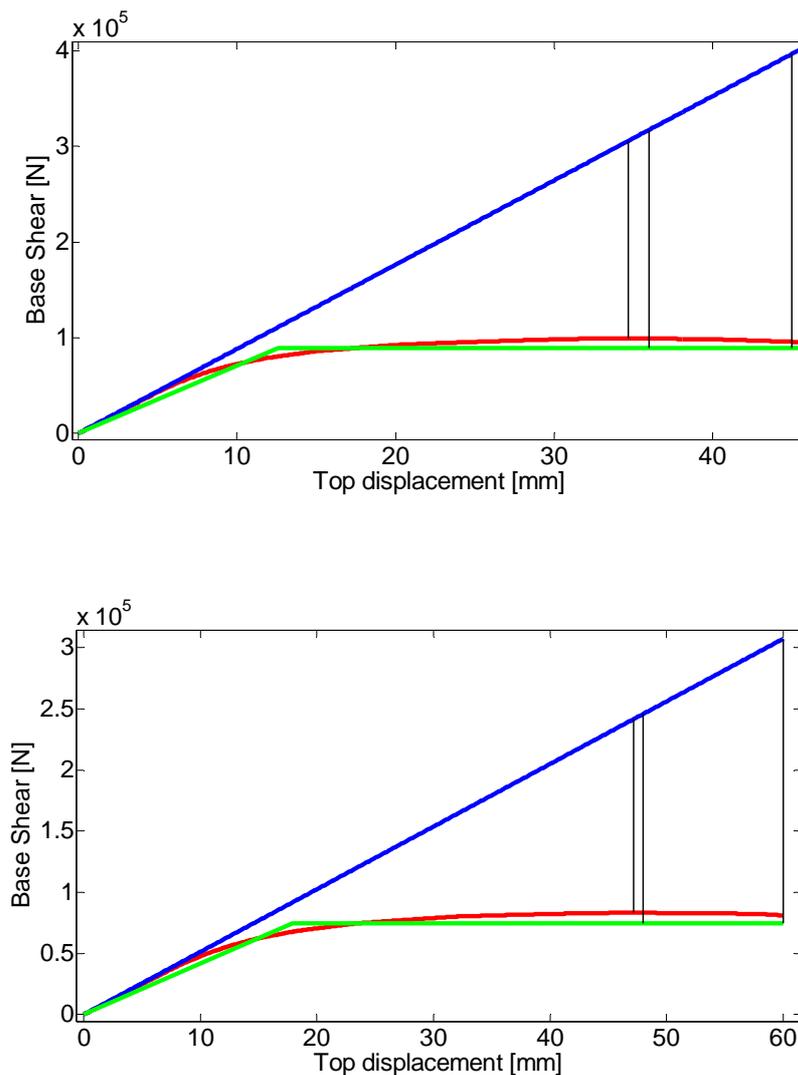


Figura 40: Risposte globali delle strutture con due finestre da 2 a 4 piani,

A titolo di confronto nella tabella seguente si riportano i dati relativi ai fattori di riduzione della forza calcolati in corrispondenza del massimo taglio alla base raggiunto. Si può notare che tendenzialmente esso assume il valore massimo quando la struttura presenta un'altezza corrispondente a due piani.

Tab. 5: Calcolo del fattore di riduzione della forza per pareti 2D.

	1 piano	2 piani	3 piani	4 piani
Solo muri pieni	3,11	3,46	3,25	3,01
Porta alla base	2,88	3,67	3,94	3,37
1 finestra	2,96	3,3	3,14	2,95
2 finestre	-	3,52	3,09	2,91

Il verificarsi di un meccanismo più o meno duttile si deve a due effetti fondamentali. Se si confronta quanto ottenuto dal muro pieno con base 4 m e da quello di 3 m di larghezza si nota come quello più "tozzo" tenda ad avere un comportamento meno duttile. La maggiore larghezza e il maggior numero di elementi consente

infatti di equilibrare alla base la coppia data dalla forza applicata con maggiore facilità; le molle verticali devono fornire forze ridotte e quindi subiscono deformazioni maggiormente contenute. Ne consegue che per raggiungere lo spostamento voluto in sommità la quota parte dovuta ad un meccanismo flessionale (o meglio alla rotazione dovuta allo snervamento e progressivo sfilamento delle barre di ripresa) è particolarmente ridotta e gran parte di esso si sviluppa per deformazione delle molle orizzontali "a taglio". Avendo queste ultime un legame costitutivo elastico l'analisi lineare si discosta da quella plastica in modo meno marcato all'aumentare del rapporto tra dimensione di base ed altezza del punto di applicazione della forza. Per contro al crescere dell'altezza del fabbricato il tratto iniziale influenzato dal comportamento a taglio tende ad essere una percentuale sempre più ridotta della curva non-lineare, caratterizzata invece dal prevalere di un meccanismo "rotazionale". La pendenza della retta elastica, subisce un decremento molto più significativo rispetto all'abbassamento del punto di massima resistenza nelle analisi non-lineari; essa inoltre risente sempre meno del comportamento a taglio. Per le unità murarie monopiano ad esempio, in campo elastico, l'alta rigidezza degli elementi determinanti il comportamento flessionale non consentiva l'innescarsi di tale meccanismo. Il comportamento elastico finisce quindi per essere determinato da quello delle molle orizzontali a taglio. Al crescere dell'altezza invece il taglio alla base aumenta linearmente con la forza applicata in sommità mentre il momento con crescita quadratica; l'accresciuto momento alla base consente di raggiungere una deformata flessionale anche in campo elastico e una notevole riduzione della pendenza della retta corrispondente. Nella figura seguente si può vedere quanto appena descritto.

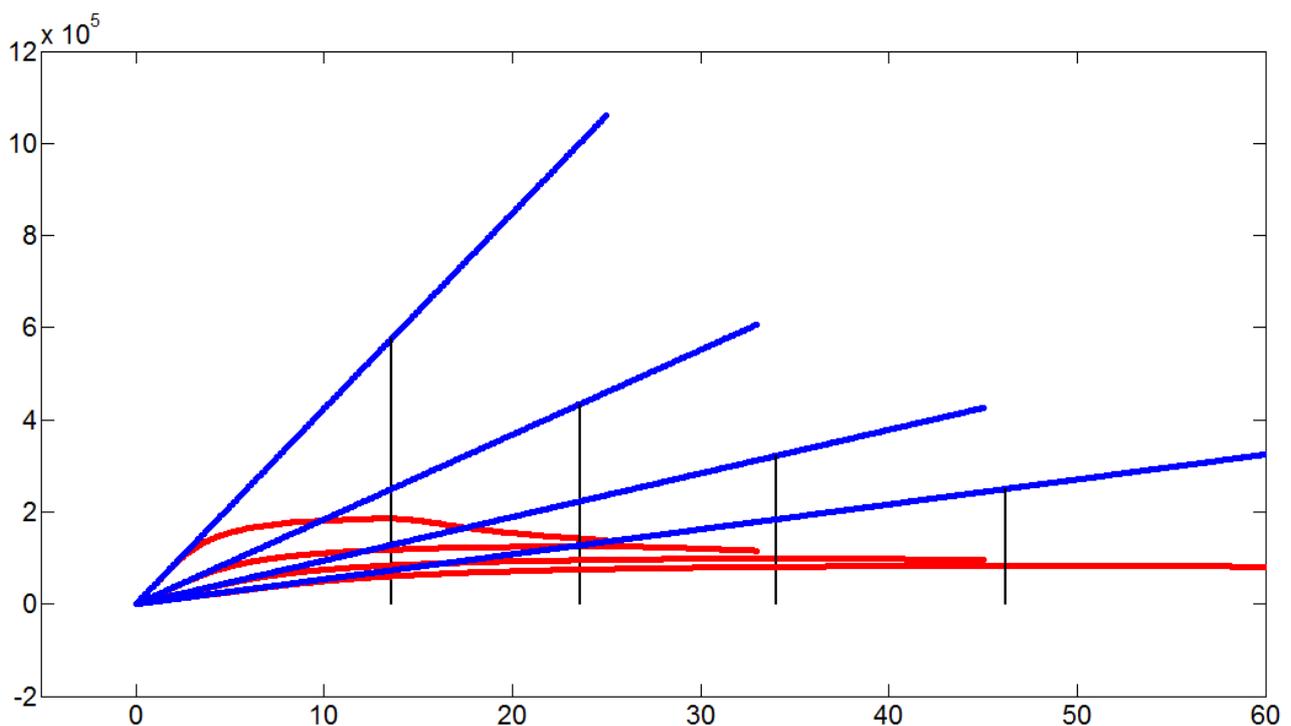


Figura 41: Variazione del comportamento globale all'aumentare dei piani (taglio alla base-spostamento in sommità)

L'effetto combinato dei due comportamenti appena descritti permette di raggiungere il massimo valore del fattore di riduzione delle forze generalmente per strutture a due piani e comunque non superiori ai 3.

Simulazioni numeriche su strutture 3D

Al fine di comprendere in modo più dettagliato quale sia il reale comportamento di strutture realizzate con questa tecnologia, è necessario condurre studi su modelli più complessi, essi verranno realizzati in 3 dimensioni. Nelle figure sottostanti è raffigurata la prima tipologia strutturale studiata ed il relativo schema statico; essa si compone di sole pareti piene e di bielle d'accoppiamento che simulano la rigidità dei solai.

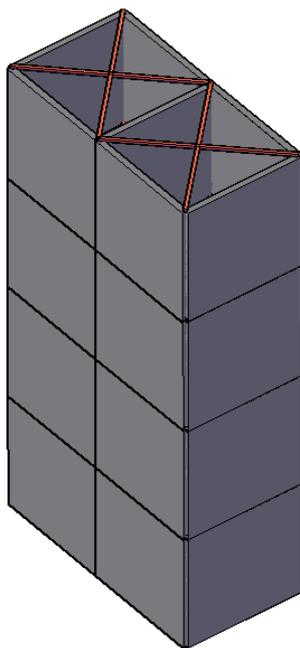


Figura 42: Rappresentazione del primo modello tridimensionale

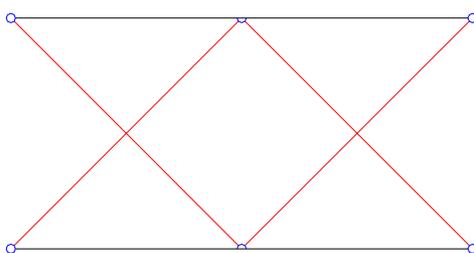


Figura 43: Schema statico del modello nel piano del solaio

Le bielle utilizzate per rappresentare il contributo del solaio sono incernierate ai muri ed hanno rigidità equivalente a quella del solaio realizzato dalla tecnologia EMMEDUE®; quest'ultima viene calcolata per mezzo della seguente relazione che uguaglia la rigidità del solaio a quella della biella:

$$K_{\text{solaio}} = K_{\text{biella}}$$

$$\frac{1}{\left(\frac{L'^3}{E_c \cdot J}\right) + \left(\frac{L'}{A_s \cdot G_c}\right)} = \frac{E_b \cdot A_b}{L_b}$$

In cui:

L' è la lunghezza del solaio in direzione perpendicolare al sisma;

E_c è il modulo elastico del calcestruzzo;

J il momento d'inerzia della sezione di solaio;

A_s l'area di taglio

G_c il modulo di taglio del calcestruzzo;

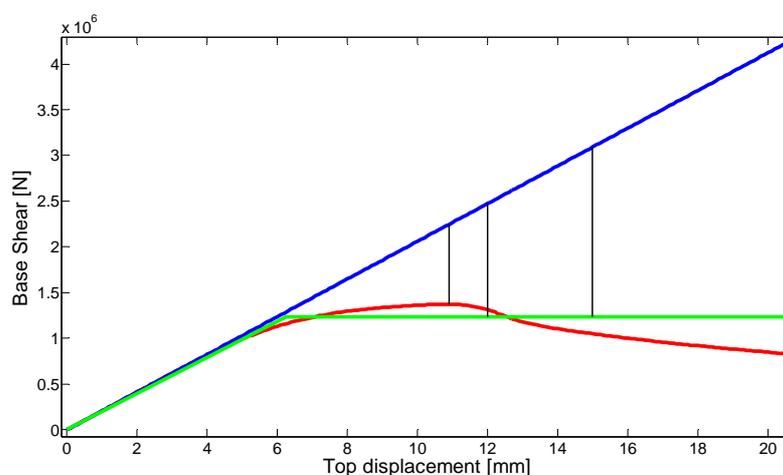
E_b , A_b e L_b sono rispettivamente modulo elastico, area e lunghezza della biella.

Così come già eseguito per i modelli 2D, anche in questo caso si è partiti dall'esempio monopiano per poi crescere in altezza. Si deve infine precisare che l'azione orizzontale è stata applicata nella direzione corrispondente alla dimensione maggiore in pianta; le forze sono state applicate in ogni nodo d'intersezione fra pareti ortogonali in maniera proporzionale alle masse derivanti dai solai. Per i casi pluripiano è stata adottata nuovamente una distribuzione delle forze lungo l'altezza dell'edificio di tipo triangolare rovescia. Nel seguito saranno presentati i risultati delle analisi ed i fattori di riduzione della forza calcolati di volta in volta; in particolare la tabella seguente sintetizza i valori del fattore di riduzione della forza calcolato per ogni caso. Nel caso specifico il fattore di riduzione delle forze più basso si è sempre ottenuto per uno spostamento pari al massimo taglio alla base raggiunto.

Tab. 6: Tabella riassuntiva dei fattori di riduzione della forza per edificio a sole pareti piene.

Numero piani	1	2	3	4
$F_q [F_{MAX}]$	1,64	2,07	2,34	2,41
$F_q [4\%]$	2	3,32	4,07	4,39
$F_q [5\%]$	2,5	4,15	5,09	5,49

Nelle figure successive sono invece rappresentate le curve di risposta globali dei singoli modelli realizzati; esse sono riportate, nell'ordine, dal caso di piano singolo all'esempio a 4 piani.



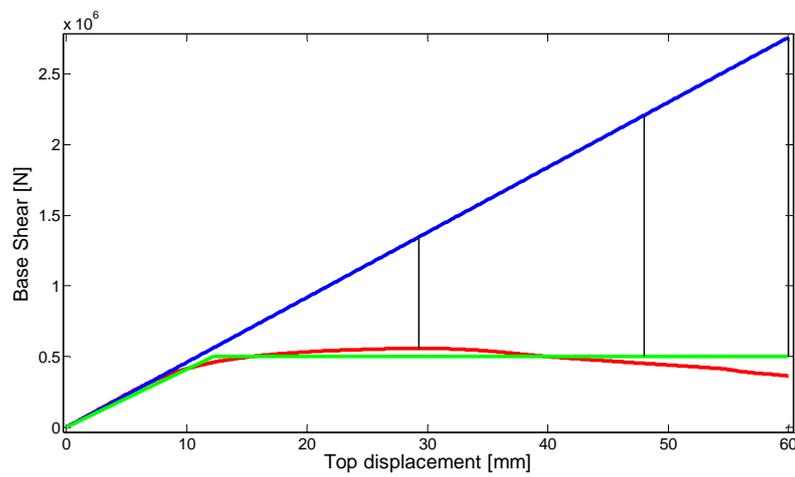
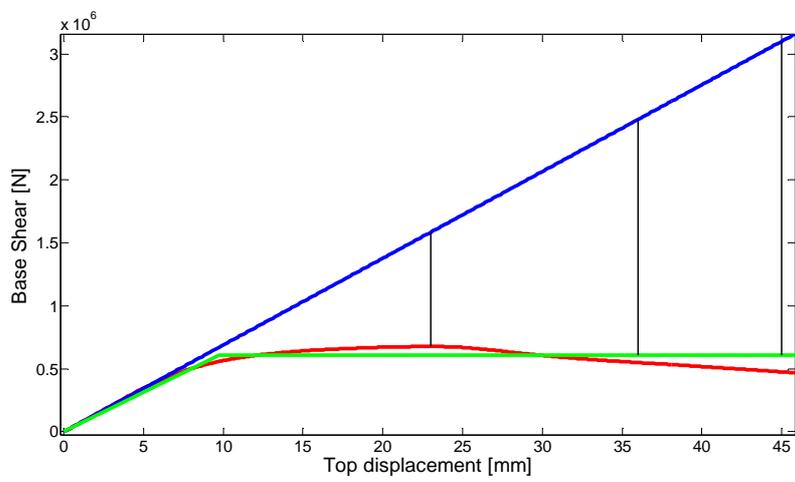
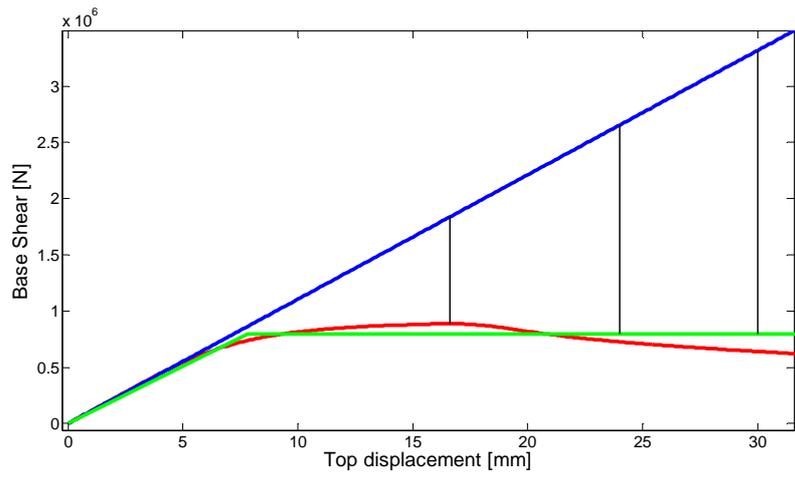


Figura 44: Diagrammi taglio alla base-spostamento in sommità per le strutture ad altezza crescente secondo lo schema di Figura 41.

La seconda tipologia strutturale esaminata si riconduce allo schema della figura successiva; essa presenta, nelle pareti in direzione del sisma, alla base una porta in ogni muro ed al terzo piano delle finestre. Sono state poi mantenute le bielle di irrigidimento nel piano del solaio. Essendo la disposizione dei muri, in questa prima fase della modellazione tridimensionale, perfettamente omogenea, così come le forze applicate, i diagonaloni non svolgono la funzione specifica che verranno a ricoprire in caso di disomogeneità nella struttura.

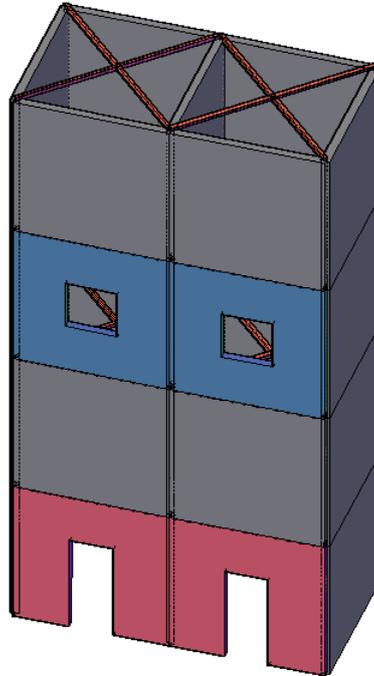
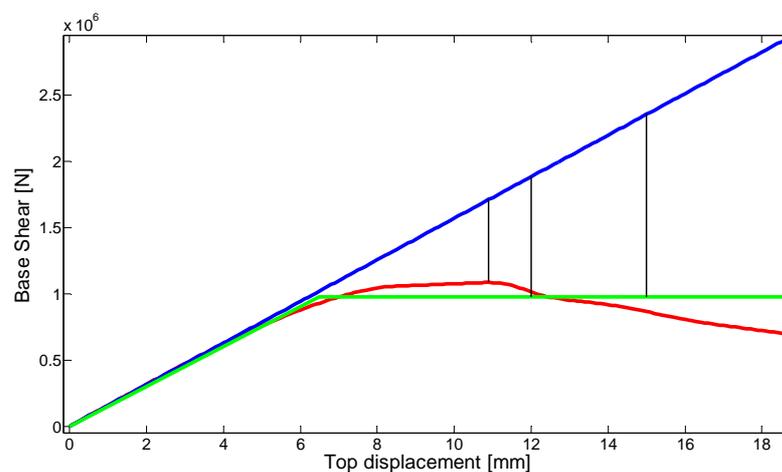


Figura 45: Rappresentazione del secondo modello tridimensionale

Tab. 7: Tabella riassuntiva dei fattori di riduzione della forza per edificio con porta alla base e finestra al III piano.

Numero piani	1	2	3	4
$F_q [F_{MAX}]$	1,58	2,00	2,19	2,31
$F_q [4\%]$	1,93	3,42	4,04	4,32
$F_q [5\%]$	2,41	4,27	5,05	5,4



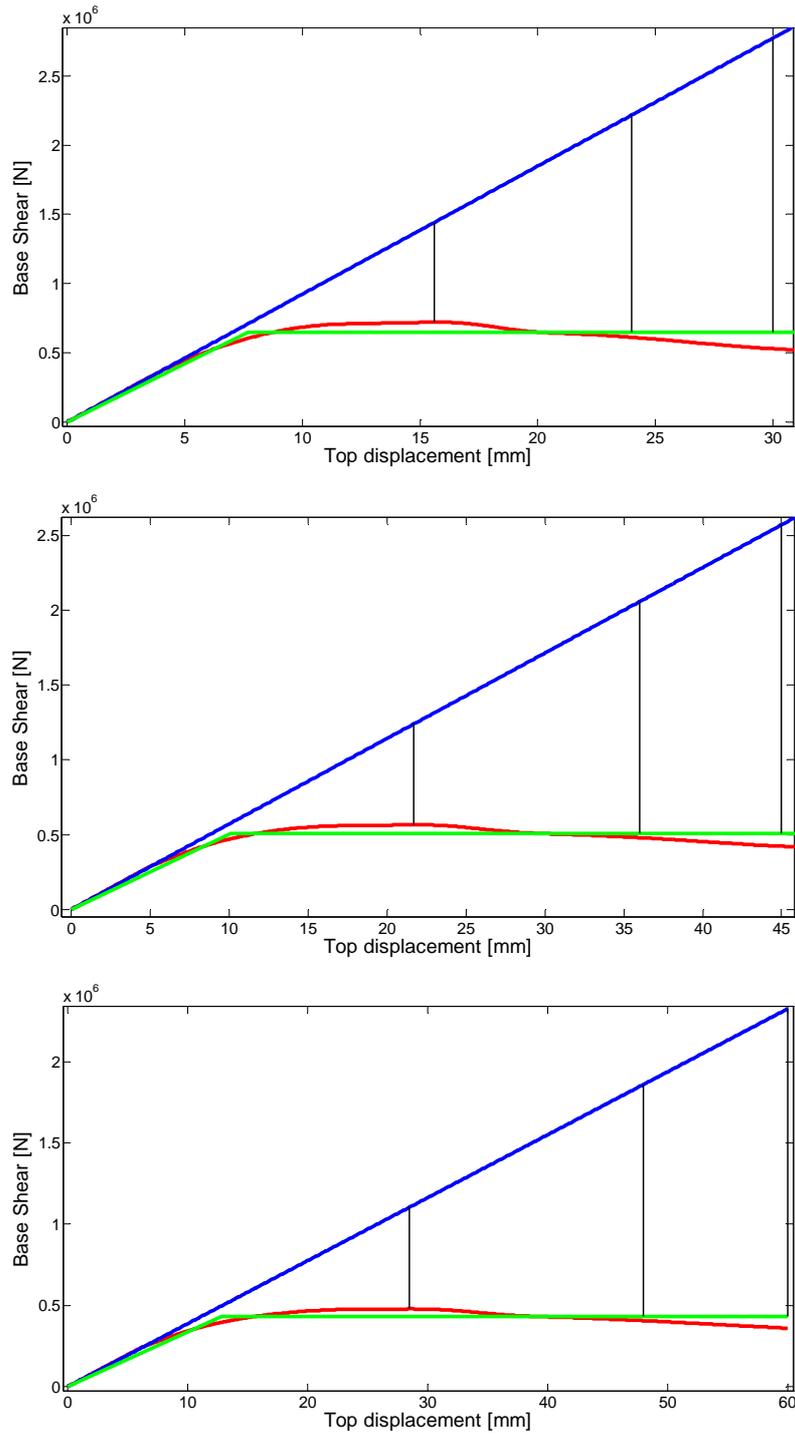


Figura 46: Diagrammi taglio alla base-spostamento in sommità per le strutture ad altezza crescente secondo lo schema di Figura 44.

Un confronto tra la Tab.6 e la Tab.7 evidenzia una riduzione nei valori del fattore di riduzione della forza per qualsiasi livello di elevazione. La tendenza di F_q a diminuire all'aumentare del numero di aperture era già emersa per i casi bidimensionali e verrà confermata anche per il modello che verrà nel seguito illustrato. Anche per la terza tipologia di modello tridimensionale si conferma lo schema geometrico già adottato per i due casi precedenti; in questo caso tuttavia nella direzione dell'azione orizzontale le pareti affiancate presentano sempre delle aperture. Al piano terreno vi sono due coppie di porte ed ai piani successivi sole finestre; il collegamento fra pareti parallele è garantito dalle bielle rappresentanti il solaio. Nella figura successiva è disegnata la struttura appena descritta.

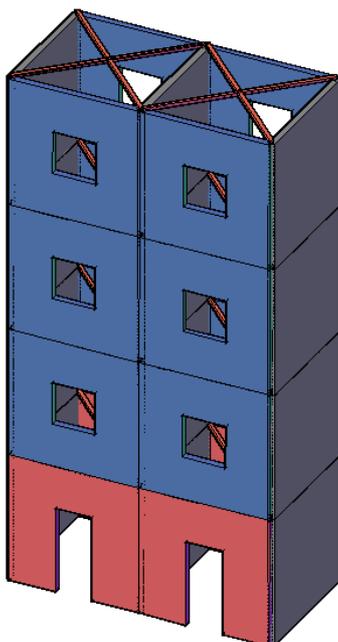


Figura 47: Rappresentazione del terzo modello tridimensionale

Tab. 8: Tabella riassuntiva dei fattori di riduzione della forza per edificio con porta alla base e finestre

Numero piani	1	2	3	4
$F_q [F_{MAX}]$	1,58	1,92	2,14	2,26
$F_q [4\%]$	1,93	3,12	3,71	3,91
$F_q [5\%]$	2,41	3,9	4,64	4,88

Come consuetudine di seguito si riportano anche i grafici d'output ottenuti dalle analisi numeriche. In questo caso le immagini sono 3 in luogo delle usuali 4 poiché il caso monopiano conduce ai medesimi risultati di quello relativo al precedente modello.

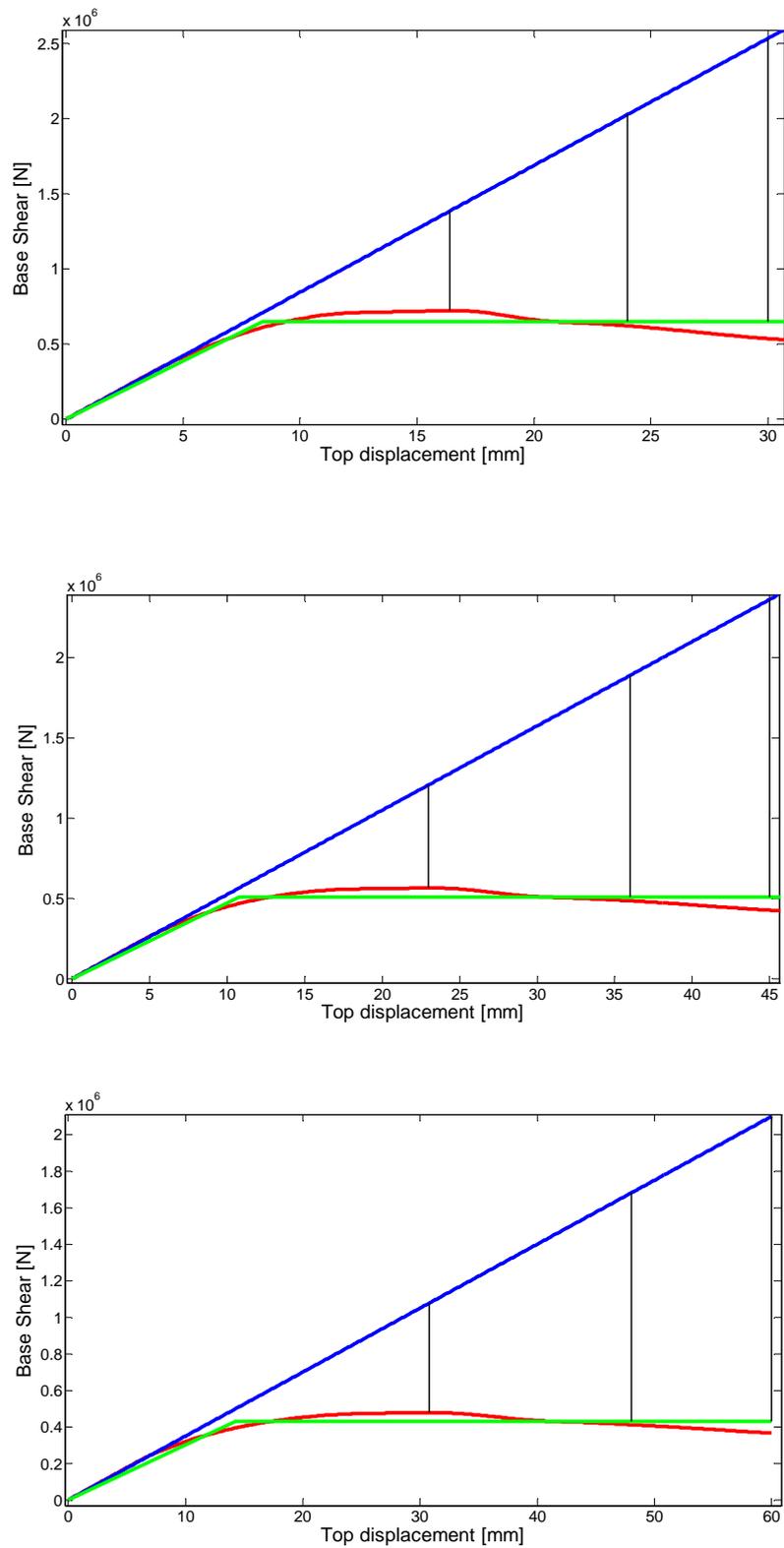


Figura 48: Diagrammi taglio alla base-spostamento in sommità per le strutture ad altezza crescente secondo lo schema di Figura 46.

Come previsto all'aumentare del numero di aperture si è registrata un'ulteriore riduzione dei valori del fattore di riduzione della forza rispetto ai primi due modelli.

La tipologia di strutture 3D fin qui analizzate non appare in grado di condurre a risultati che possano ritenersi definitivi. Si è quindi deciso di condurre analisi su di un edificio ad accresciuto grado di complessità che potesse rappresentare in maniera più realistica le caratteristiche geometriche di una civile abitazione.

Le analisi sono state condotte applicando i carichi laterali in entrambe le direzioni principali; essi risultano proporzionali alle masse di solaio e per i casi pluripiano presentano una distribuzione verticale di tipo lineare. Nella figura successiva è riportata una rappresentazione tridimensionale della struttura il cui comportamento sarà descritto nel seguito. Essa si compone di moduli murari di dimensioni 3x3 m del tutto identici a quelli analizzati inizialmente in forma bidimensionale e studiati con indagini sperimentali. E' importante notare che, a differenza delle analisi 3D fin qui condotte, in questo caso sono presenti quelle disomogeneità cui si accennava in precedenza, che comportano una sollecitazione delle bielle rappresentanti il solaio. Ciò nonostante nella definizione della pianta si è avuta cura di realizzare un edificio perfettamente simmetrico nelle due direzioni principali al fine di evitare l'insorgere di effetti torsionali.

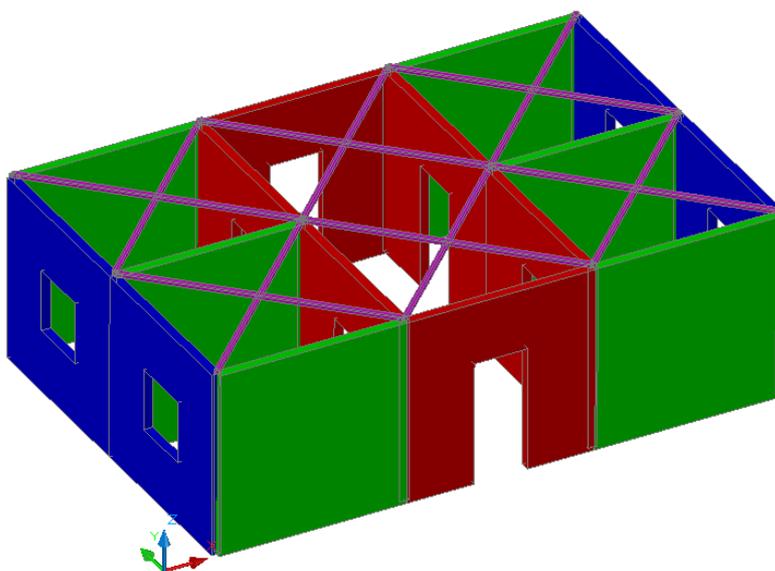
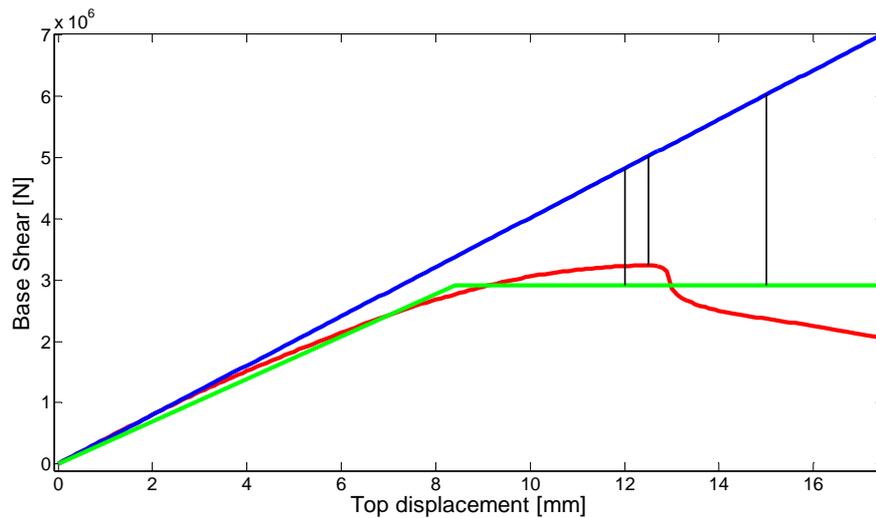


Figura 49: Rappresentazione 3D del modulo abitativo monopiano; in rosso sono disegnate le pareti con porta, in blu quelle con finestra ed in verde quelle piene.

I risultati ottenuti dalle prime analisi condotte sull'edificio ad un solo piano hanno evidenziato un'ulteriore tendenza alla diminuzione del fattore di riduzione della forza. Per le medesime ragioni già discusse per i casi fin'ora trattati, l'aumento delle dimensioni in pianta comporta un peggioramento del comportamento della struttura all'azione di forze orizzontali.

DIREZIONE X:

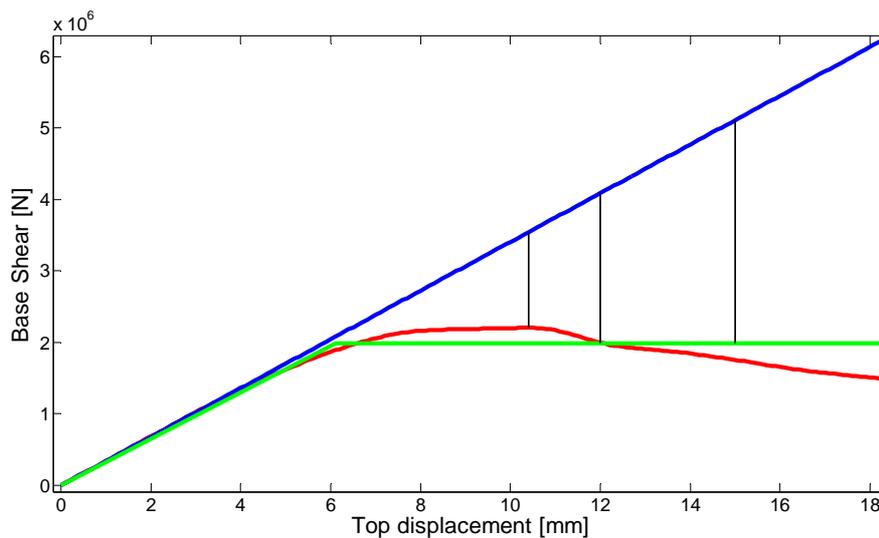
F_{MAX}	4‰	5‰
1,55	1,65	2,07



a)

DIREZIONE Y:

F_{MAX}	4‰	5‰
1,61	2,06	2,57



b)

Figura 50: Comportamento dell'edificio di Figura 47 per la direzione di carico x a) ed y b) e relativi fattori di riduzione della forza.

In riferimento alle figure precedenti si specifica che la direzione x è quella parallela alle pareti di 9 m (3 affiancate).

Le medesime analisi sono state condotte anche su strutture pluripiano per un'altezza variabile da 6 a 12 m (da 2 a 4 piani). Le uniche variazioni alla pianta dell'edificio di Figura 47 consistono nella sostituzione delle porte nelle pareti da 9 m con delle finestre. Il modello da 4 piani è rappresentato nella figura successiva; come consuetudine i solai sono modellati con delle bielle.

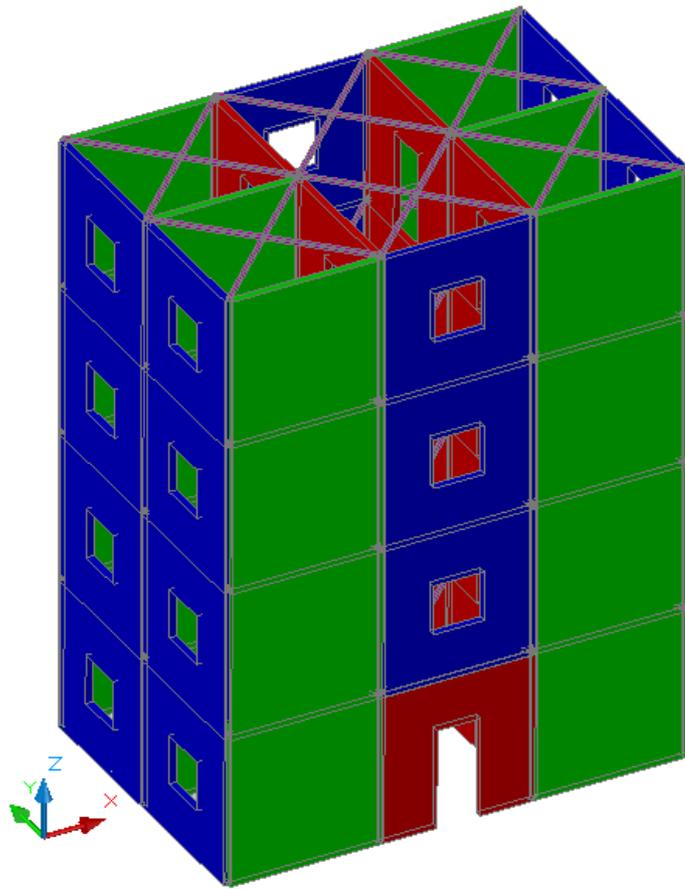
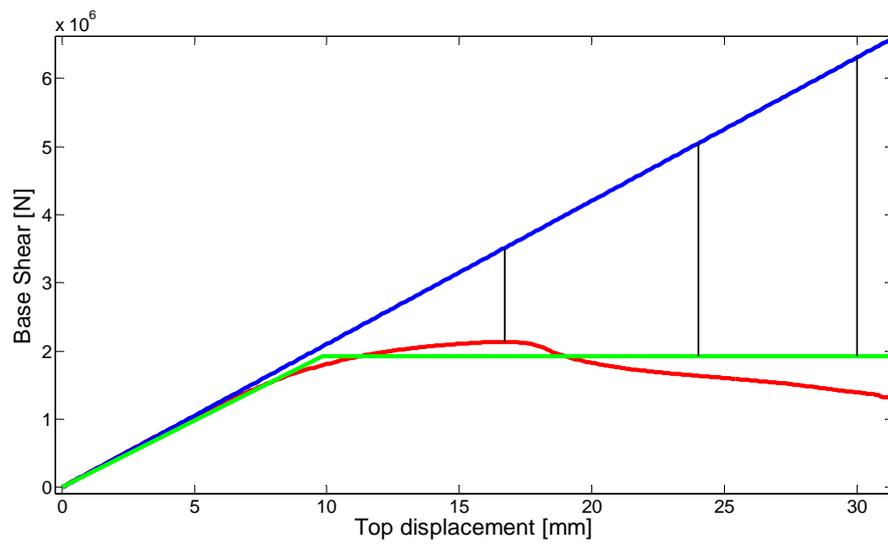


Figura 51: Schematizzazione 3D del modello pluripiano.

2 PIANI:
DIREZIONE X:

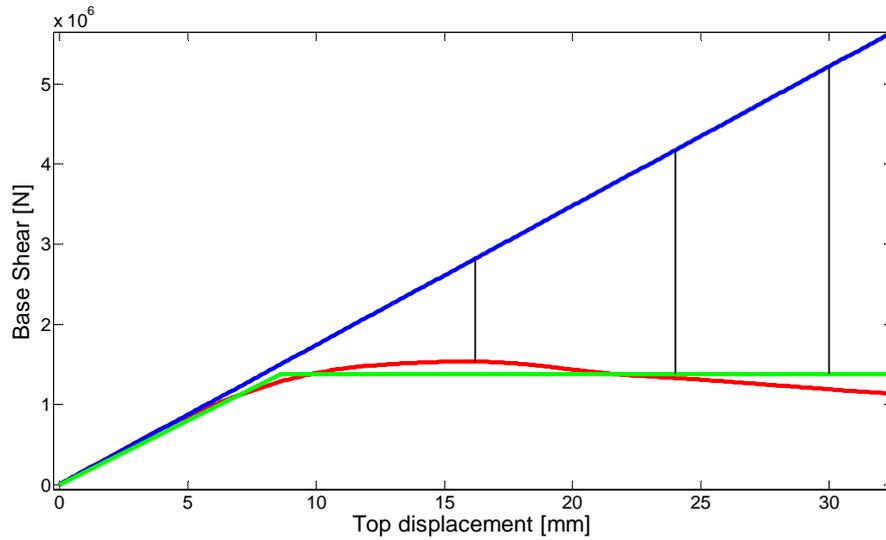
F_{MAX}	4‰	5‰
1,64	2,62	3,28



a)

DIREZIONE Y:

F_{MAX}	4‰	5‰
1,84	3,03	3,78



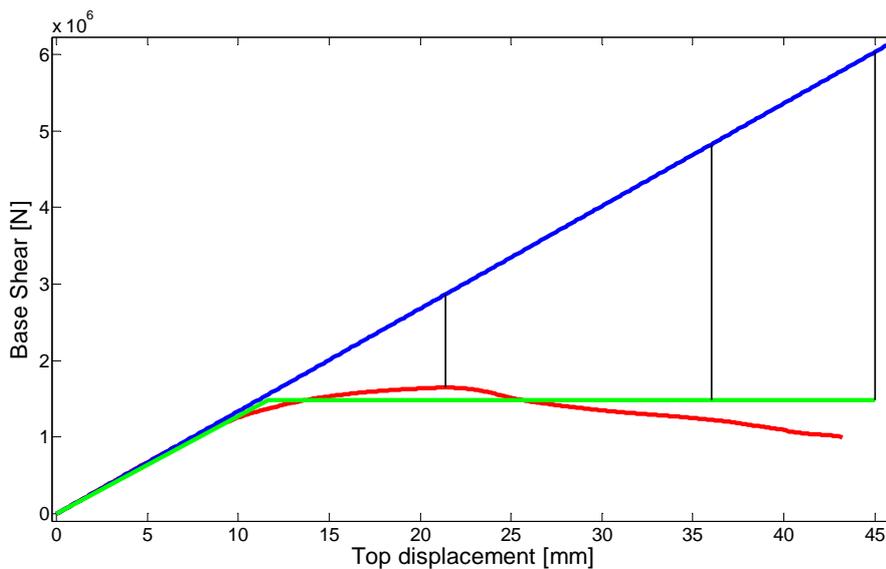
b)

Figura 52: Comportamento dell'edificio a 2 piani per la direzione di carico x a) ed y b) e relativi fattori di riduzione della forza.

3 PIANI:

DIREZIONE X:

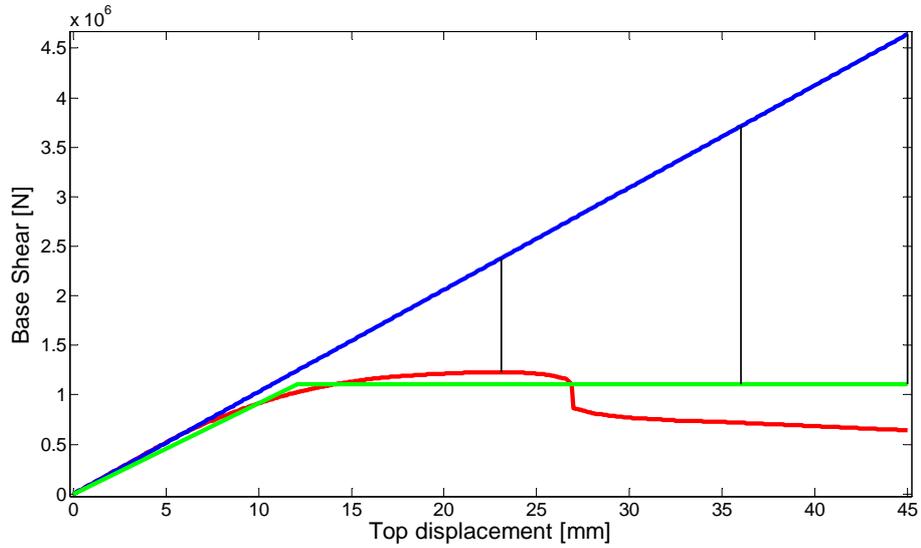
F_{MAX}	4‰	5‰
1,74	3,25	4,06



a)

DIREZIONE Y:

F_{MAX}	4‰	5‰
1,94	3,35	4,19



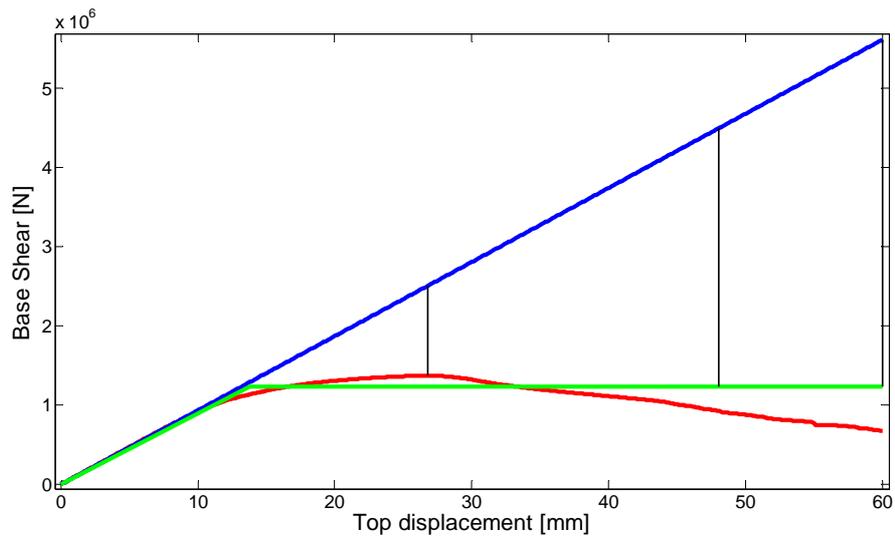
b)

Figura 53: Comportamento dell'edificio a 3 piani per la direzione di carico x a) ed y b) e relativi fattori di riduzione della forza.

4 PIANI:

DIREZIONE X:

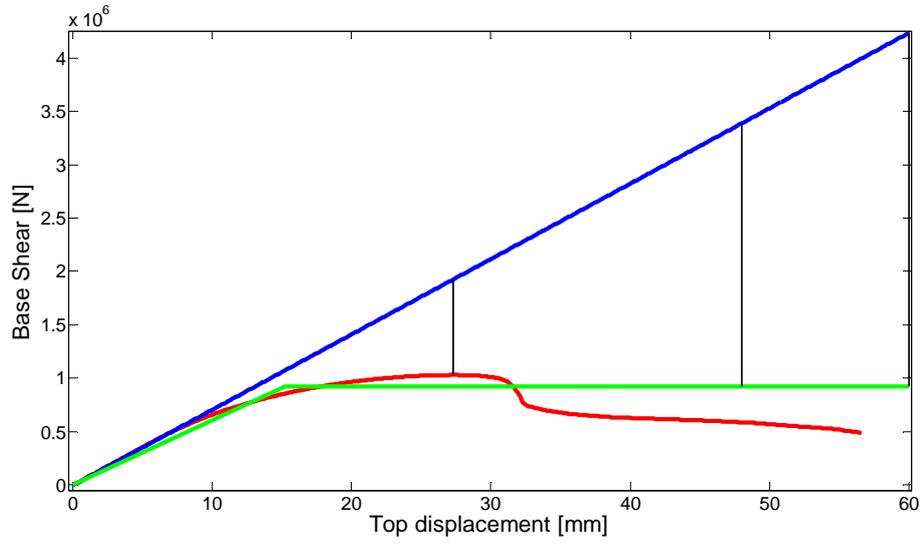
F_{MAX}	4‰	5‰
1,83	3,64	4,55



a)

DIREZIONE Y:

F_{MAX}	4‰	5‰
1,87	3,65	4,56



b)

Figura 54: Comportamento dell'edificio a 4 piani per la direzione di carico x a) ed y b) e relativi fattori di riduzione della forza.

Mentre per il caso di carico in direzione x il fattore di riduzione delle forze continua a crescere con l'altezza dell'edificio, per il duale questa tendenza si inverte una volta raggiunti i 3 piani d'altezza. Le ragioni di questo comportamento risiedono nel già discusso rapporto tra momento applicato e braccio della coppia resistente.

Lo studio di strutture realizzate con tecnologia EMMEDUE® non si è limitato a questo primo caso; è stato quindi realizzato un secondo edificio con qualche irregolarità in pianta, pur rispettando le limitazioni normative in questo senso.

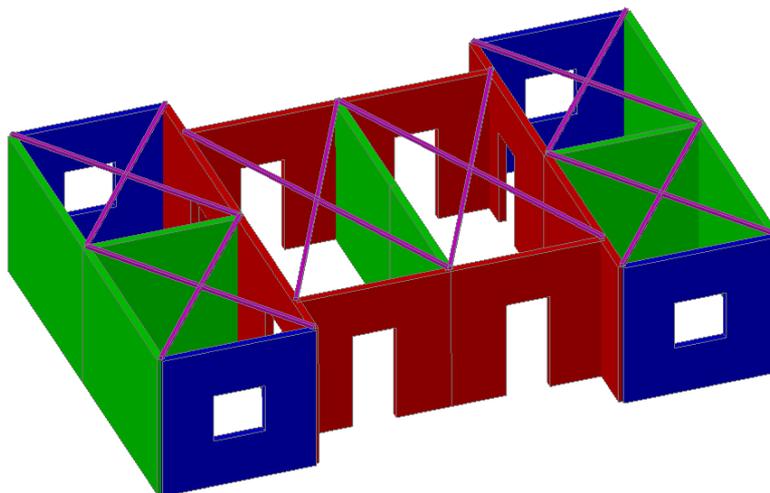


Figura 55: Rappresentazione 3D del modello monopiano con irregolarità in pianta, il caso pluripiano sostituisce alle porte perimetrali delle finestre.

Le dimensioni in pianta sono accresciute, se il precedente edificio era inscritto in un rettangolo di 9m x 6m, il caso in esame si inserisce in uno di 12m x 8m. Nella figura seguente è riportato uno schema della configurazione in pianta con le quote corrispondenti; si notino inoltre le convenzioni di seguito adottate in riferimento agli assi cartesiani.

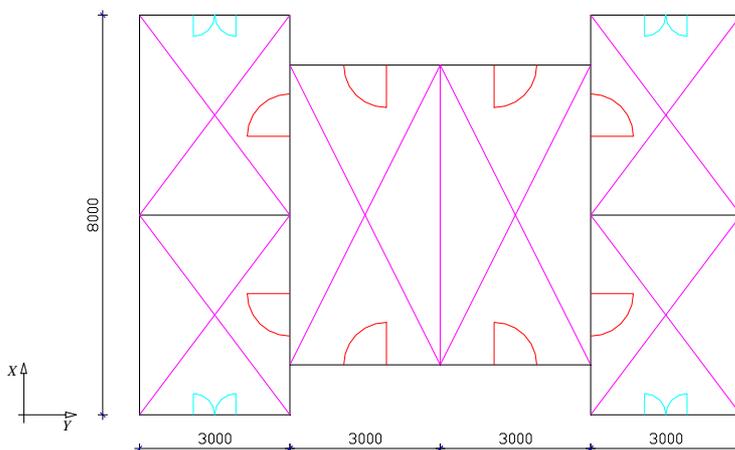


Figura 56: Schematizzazione della pianta dell'edificio "irregolare"

Le problematiche emerse a causa delle irregolarità sono fondamentalmente due: l'attribuzione ai nodi dei carichi derivanti dalle masse di solaio, in corrispondenza delle intersezioni fra muri ortogonali, e lo schema di connessione al fine di rappresentare l'accoppiamento dato dai solai. Quest'ultimo è stato realizzato disponendo le bielle che modellano il solaio in modo da garantire la dovuta collaborazione tra i vari muri dell'edificio. Più complessa è risultata l'attribuzione dei carichi verticali e laterali, essendo questi proporzionali alla distribuzione delle masse.

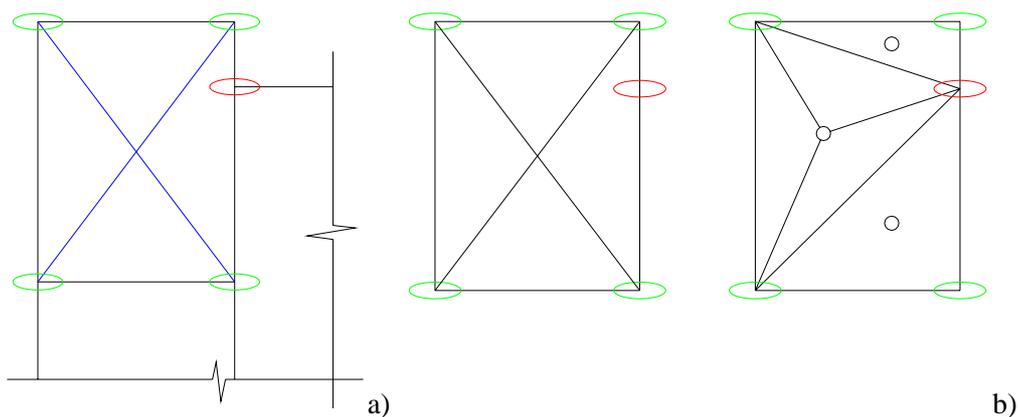


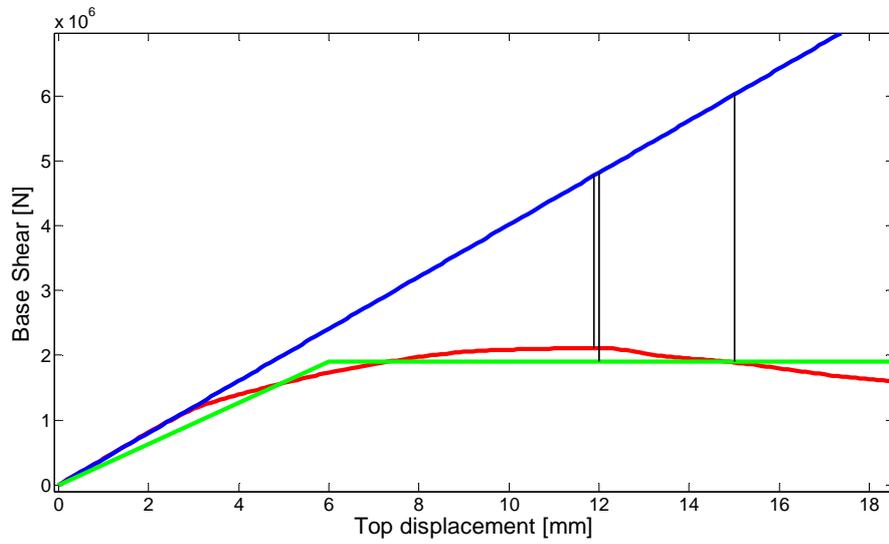
Figura 57: Schemi adottati per l'attribuzione delle masse del solaio nel caso di irregolarità.

Come si può notare nella figura precedente (a) quando una parete si inserisce su quella ortogonale in corrispondenza di un nodo che non coincide con un'estremità, non si può più ripartire il peso del solaio tra i soli 4 nodi di spigolo (in verde). Per calcolare la quota parte che insiste sul nodo d'intersezione (rosso) si adottano le due suddivisioni del solaio rappresentate in Figura 55 b). Nel primo caso la massa totale del solaio viene distribuita equamente fra i soli 4 nodi di spigolo, nel secondo si ottengono 3 triangoli. Per ciascuno di questi si calcola la percentuale del peso totale in funzione dell'area degli stessi, quindi la massa del singolo triangolo viene assegnata ai 3 vertici con una legge inversamente proporzionale alla distanza di ciascuno dal baricentro del triangolo d'appartenenza. Sommando $1/4$ della massa totale alle masse calcolate con questo procedimento ad ogni nodo di spigolo e dividendo il risultato per il doppio della massa totale si ottiene la percentuale di carico su ciascun nodo di spigolo. La porzione mancante per raggiungere il 100% rappresenta la percentuale di competenza del nodo di intersezione.

Le analisi condotte hanno portato a valori del fattore di riduzione della forza sostanzialmente allineati a quelli dell'edificio precedente. Non deve stupire il fatto che alcune curve relative alle analisi non lineari si interrompano poco dopo il valore di picco. Tale fenomeno è da attribuirsi alla particolarità di questo edificio; in particolare in direzione x esso presenta interruzioni nella continuità dei muri resistenti alla sollecitazione orizzontale. In ogni caso l'obiettivo delle presenti analisi è calcolare il fattore di riduzione della forza in corrispondenza del valore di picco e del 4‰ e 5‰ di drift, quest'ultimi tuttavia in rapporto alla curva bilineare equivalente. Lo scopo si ritiene quindi raggiunto qualora sia chiaramente identificabile un punto di massimo. Nelle figure seguenti sono dettagliati i risultati di quanto appena descritto.

I PIANO:
DIREZIONE X:

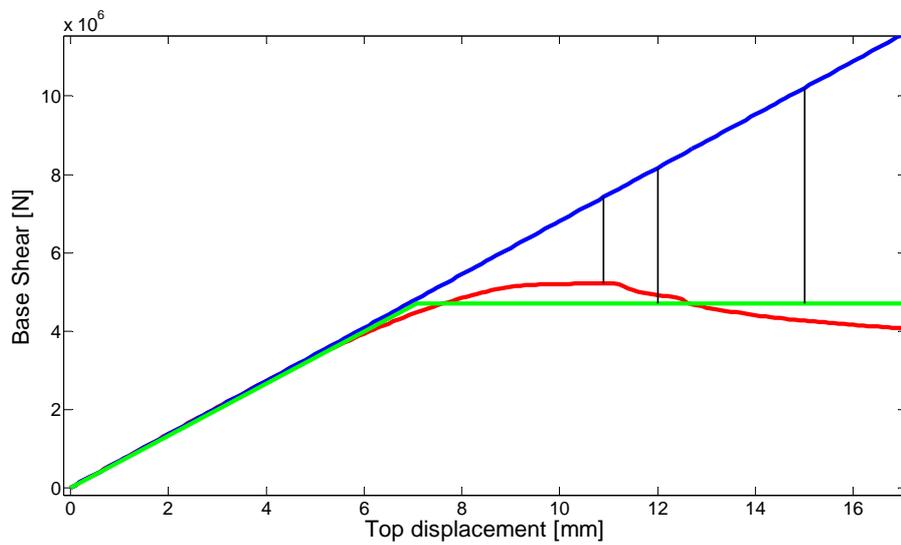
F_{MAX}	4‰	5‰
2,26	2,53	3,16



a)

DIREZIONE Y:

F_{MAX}	4‰	5‰
1,42	1,74	2,17

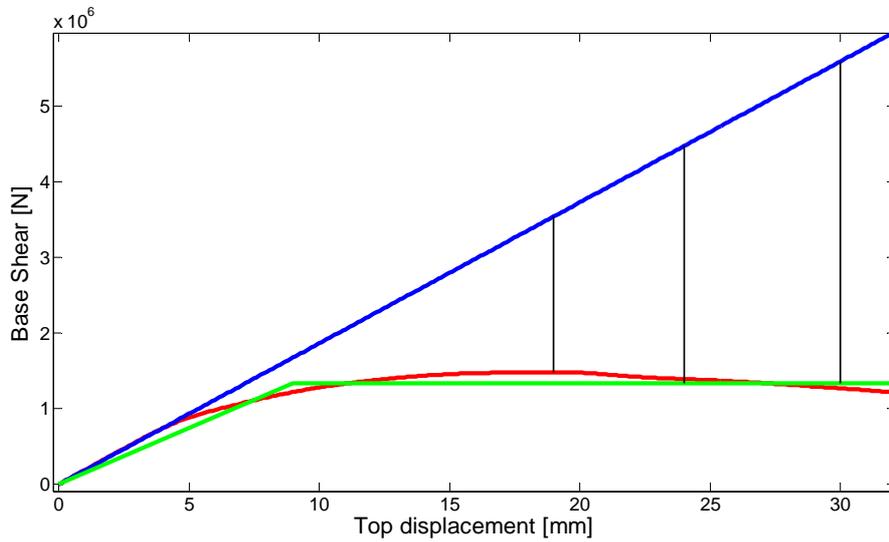


b)

Figura 58: Comportamento dell'edificio ad 1 piano per la direzione di carico x a) ed y b) e relativi fattori di riduzione della forza.

2 PIANI:
DIREZIONE X:

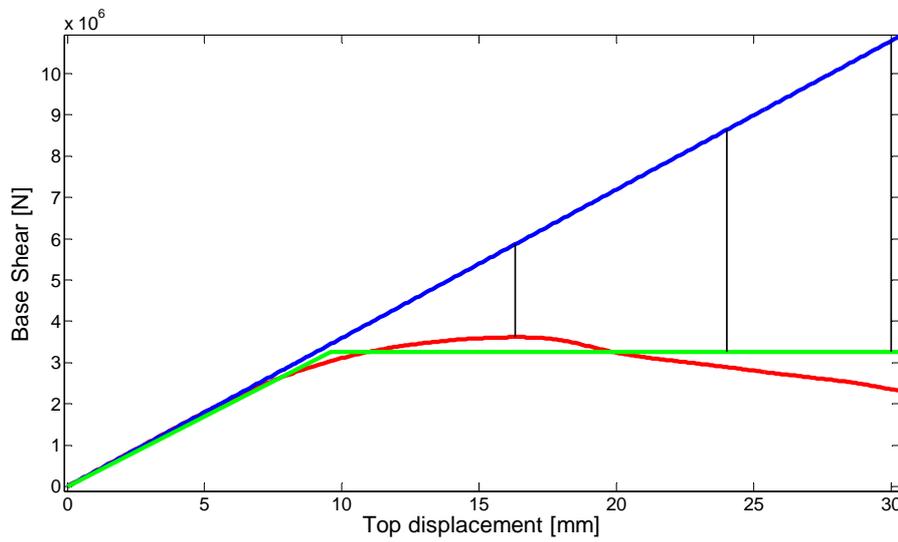
F_{MAX}	4‰	5‰
2,38	3,35	4,18



a)

DIREZIONE Y:

F_{MAX}	4‰	5‰
1,62	2,65	3,32

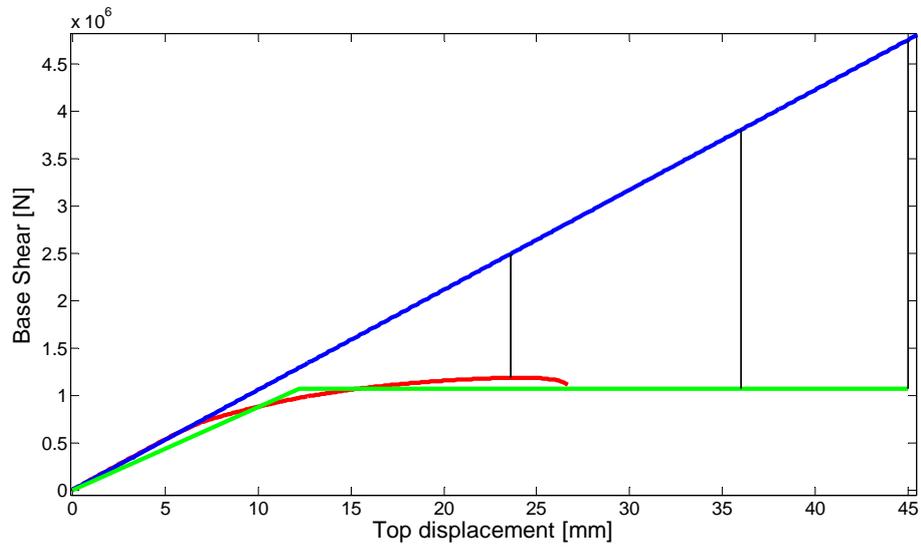


b)

Figura 59: Comportamento dell'edificio a 2 piani per la direzione di carico x a) ed y b) e relativi fattori di riduzione della forza.

3 PIANI:
DIREZIONE X:

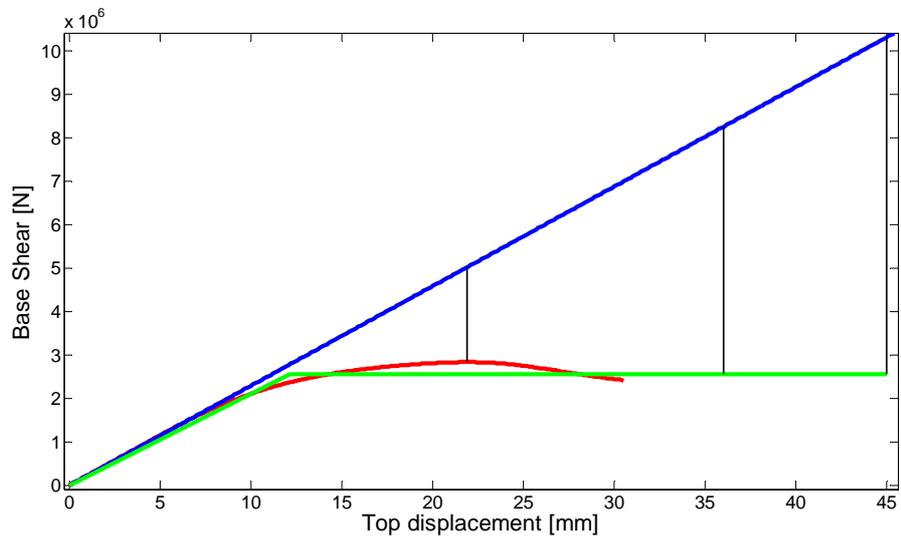
F_{MAX}	4‰	5‰
2,1	3,56	4,45



a)

DIREZIONE Y:

F_{MAX}	4‰	5‰
1,77	3,23	4,04

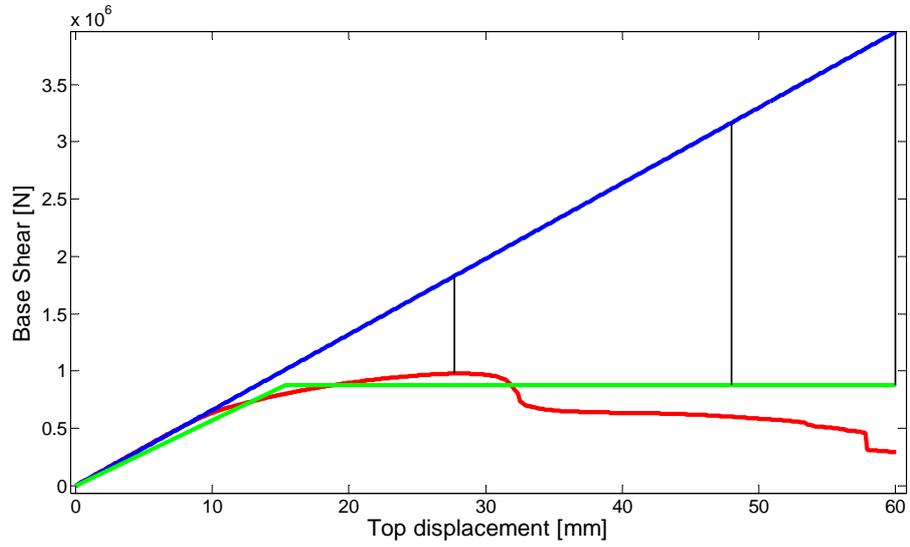


b)

Figura 60: Comportamento dell'edificio a 3 piani per la direzione di carico x a) ed y b) e relativi fattori di riduzione della forza.

4 PIANI:
DIREZIONE X:

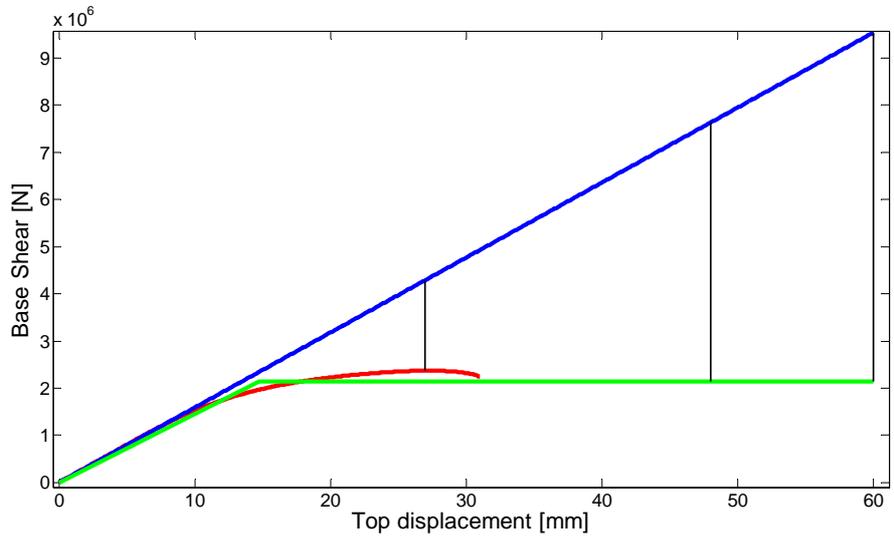
F_{MAX}	4‰	5‰
1,87	3,54	4,49



a)

DIREZIONE Y:

F_{MAX}	4‰	5‰
1,81	3,57	4,47



b)

Figura 61: Comportamento dell'edificio a 4 piani per la direzione di carico **x** a) ed **y** b) e relativi fattori di riduzione della forza.

7. Conclusioni

L'obiettivo finale del presente lavoro è la determinazione del fattore di riduzione della forza per edifici 3D da 1 a 4 piani realizzati mediante il sistema costruttivo EMMEDUE.

Nelle tabelle sottostanti sono riassunte le informazioni ricavate. Innanzi tutto, per una stima corretta del valore del fattore di riduzione della forza, si faccia riferimento alle sole configurazioni 3D, in quanto esse rappresentano in modo coerente il comportamento di edifici reali, caratterizzati da determinati rapporti geometrici delle pareti, grado di ammassamento dei solai alle pareti, risposta in piano dei solai.

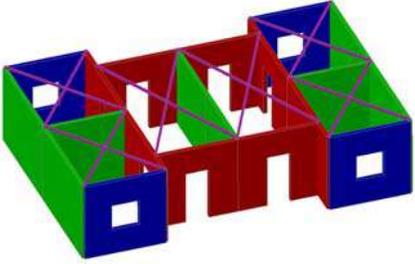
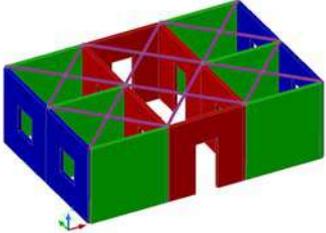
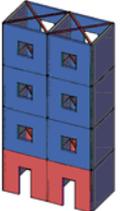
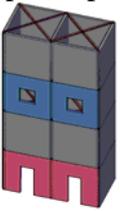
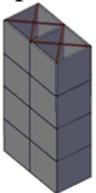
Per gli edifici 3D più complessi, il fattore di riduzione della forza R assume valori compresi nell'intervallo $1.42 \div 2.38$.

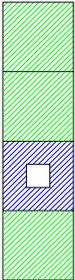
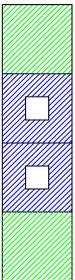
Per gli edifici 3D modulari più semplici tale intervallo non cambia sensibilmente: $1.58 < R < 2.41$.

Nel caso delle singole pareti da 1 a 4 piani R assume valori maggiormente elevati, da 2.88 a 3.94, ma tali valori non possono essere associati ad una risposta reale, a meno di opportuni accorgimenti che consentano di aumentare il rapporto di taglio delle pareti (in sostanza ridurre la larghezza della parete suddividendone il comportamento a più pareti in parallelo, a parità di altezza dell'edificio)

Ulteriori aspetti da evidenziare sono:

- il comportamento è inizialmente dominato dalla risposta a taglio, ma fin da drift ridotti, subentra la componente rotazionale dovuta alla instabilizzazione e sfilamento delle barre di ripresa ai lati delle pareti.
- l'effetto combinato dei due meccanismi a taglio e rotazionale permette di raggiungere il massimo valore del fattore di riduzione delle forze generalmente per strutture a due piani e comunque non superiori ai 3, dopodichè, tale valore tende nuovamente a decrescere.
- Il periodo di vibrazione T indicato nella tabella sottostante è stato calcolato con una formula semplificata in funzione dell'altezza dell'edificio.

	<i>Descrizione struttura</i>	<i>N°</i>	R_x	R_y	K_{ix}	K_{iy}	T
		<i>Piani</i>			<i>[kN·m]</i>	<i>[kN·m]</i>	<i>[s]</i>
EDIFICI 3D	Edificio a pianta <i>irregolare</i> 	1	2,26	1,42	401,2	680,8	0,114
		2	2,38	1,62	186,7	359,6	0,192
		3	2,1	1,77	105,7	229,5	0,26
		4	1,87	1,81	66	158,9	0,322
	Edificio a pianta <i>regolare</i> 	1	1,55	1,61	401,8	340,7	0,114
		2	1,64	1,84	210,3	174	0,192
		3	1,74	1,94	134	103,1	0,26
		4	1,83	1,87	93,5	70,6	0,322
STRUTTURE 3D	Struttura semplice con aperture su tutte le pareti resistenti 	1	1,58	157	0,114		
		2	1,92	84,4	0,192		
		3	2,14	52,5	0,26		
		4	2,26	35	0,322		
	Struttura semplice con 2 aperture e 2 pareti piene 	1	1,58	157	0,114		
		2	2,00	92,4	0,192		
		3	2,19	57,2	0,26		
		4	2,31	38,7	0,322		
	Struttura semplice con sole pareti piene 	1	1,64	206,1	0,114		
		2	2,07	110,6	0,192		
		3	2,34	68,9	0,26		
		4	2,41	46	0,322		

STRUTTURE 2D	<i>Descrizione struttura</i>	<i>N° Piani</i>	<i>Fattore di riduzione della forza</i>	<i>Rigidezza iniziale K_i [kN·m]</i>
	Solo pareti piene 	1	3,11	42,5
		2	3,46	18,4
		3	3,25	9,5
		4	3,01	5,4
	Porta alla base e pareti piene 	1	2,88	34,7
		2	3,67	16,7
		3	3,94	8,9
		4	3,37	5,2
	1 finestra e pareti piene 	1 (solo finestra)	2,96	34,5
2		3,30	17,3	
3		3,14	9	
4		2,95	5,2	
2 finestre e pareti piene 	1	-	-	
	2 (solo le 2 finestre)	3,52	15,6	
	3	3,09	8,8	
	4	2,91	5,1	