



European Centre for Training and Research in
Earthquake Engineering – EUCENTRE



**Elaborazione dati prove pannelli portanti
realizzati mediante sistema costruttivo
EMMEDUE**

Indice

1. Introduzione.....	3
2. Caratteristiche del sistema costruttivo esaminato	4
3. Caratteristiche dei prototipi sperimentali e configurazione di prova	6
3.1. Caratteristiche dei provini	6
3.2. Strumentazione.....	9
3.2.1. Pannelli senza aperture L = 3 m	9
3.2.2. Pannelli senza aperture L = 4 m	10
3.2.3. Pannelli con finestre.....	10
3.2.4. Pannelli con porte	11
4. Risultati sperimentali	12
4.1. Prova 1: pannello 3.0 x 3.0 m senza aperture con assiale 150 kN.....	12
4.2. Prova 2: pannello 3.0 x 3.0 m senza aperture con assiale 300 kN.....	16
4.3. Smorzamento viscoso equivalente	21
4.4. Prova 7: pannello 4.0 x 3.0 m senza aperture con assiale 150 kN.....	23
4.5. Prova 8: pannello 4.0 x 3.0 m senza aperture con assiale 300 kN.....	27
4.6. Smorzamento viscoso equivalente	32
4.7. Prova 5: pannello 3.0 x 3.0 m con finestra e assiale 150 kN	34
4.8. Prova 6: pannello 3.0 x 3.0 m con finestra e assiale 300 kN	40
4.9. Smorzamento viscoso equivalente	45
4.10. Prova 3: pannello 3.0x3.0 m con porta e carico assiale 150 kN	47
4.11. Prova 4: pannello 3.0x3.0 m con porta e carico assiale 300 kN	53
4.12. Smorzamento viscoso equivalente	62
5. Confronti.....	64
6. Prime considerazioni riguardanti la valutazione del fattore di struttura	66
7. Appendice A	73
7.1. Muri strutturali tozzi.....	73
7.1.1. Risposta flessionale e distribuzione dell'armatura	74
7.1.2. Meccanismo di resistenza a taglio	75
7.2. Esempio di progetto di un muro tozzo con meccanismo di rottura a taglio.....	80

1. Introduzione

La presente relazione riguarda l'elaborazione dei dati ottenuti da prove sperimentali effettuate su pannelli portanti realizzati mediante il sistema costruttivo Emmedue, nonché la valutazione critica dei risultati stessi.

La parte introduttiva è dedicata alla descrizione dei provini oggetto di studio ed alle modalità di effettuazione delle prove. In particolare, i pannelli in esame sono stati assoggettati ad un carico assiale preventivamente definito ed a un numero prefissato di serie di cicli quasi statici di spostamento orizzontale in sommità monotonicamente crescente, come descritto in dettaglio nel seguito.

Successivamente, per ogni singolo provino sono descritti i risultati in termini di curve taglio alla base – spostamento in sommità nel piano del pannello, elaborati in funzione del segnale acquisito dai singoli canali monitorati durante la prova stessa. Le informazioni relative a questa fase sono completate mediante una descrizione del comportamento del provino e da immagini fotografiche riguardanti l'evoluzione del quadro di danneggiamento e del meccanismo di rottura riscontrato.

La successiva parte della relazione è dedicata alla determinazione di grandezze rappresentative del comportamento sismico delle strutture, quali energia dissipata e smorzamento viscoso equivalente. Una stima accurata del coefficiente di struttura, invece, è in fase di svolgimento attraverso la preliminare modellazione del comportamento di un muro basata sui risultati sperimentali, la successiva modellazione di una serie di edifici rappresentativi caratterizzati da diverse configurazioni e dall'esecuzione di analisi di tipo push-over per la valutazione della risposta globale taglio alla base – spostamento in sommità. In ogni caso, valori indicativi del coefficiente di struttura sono definiti mediante un metodo semplificato, contraddistinto in genere da una stima relativamente conservativa dei risultati forniti.

2. Caratteristiche del sistema costruttivo esaminato

I pannelli realizzati mediante il sistema costruttivo Emmedue sono costituiti da due reti metalliche elettrosaldate unite tra loro mediante appositi connettori metallici di diametro 3 mm ed in numero di 82 per m². Fra le due reti è posizionato uno strato di polistirene avente spessore di 80 mm e densità di 15 kg/m³, opportunamente sagomato avente elevate caratteristiche di isolamento termo-acustico.

I pannelli sono completati da due strati esterni di betoncino dello spessore medio pari a 35 mm ciascuno, realizzati mediante una tecnica assimilabile allo shot-concrete.

Il sistema così definito, utilizzato in sostituzione di muri portanti tradizionali di edifici a limitato numero di piani, è sottoposto a prove sperimentali al fine di valutarne l'effettiva capacità resistente, le caratteristiche meccaniche globali, così come il comportamento nei confronti di carichi ciclici.

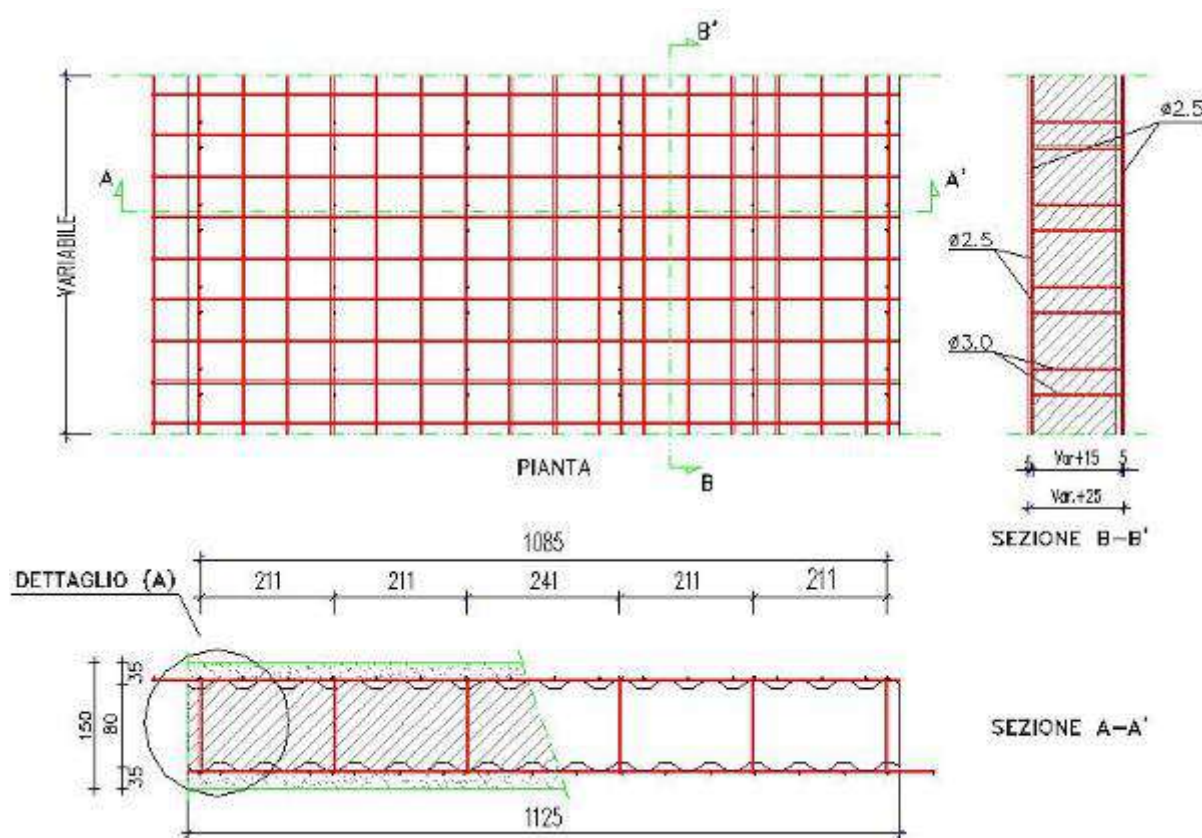


Figura 1 Caratteristiche geometriche del pannello realizzato mediante sistema costruttivo Emmedue

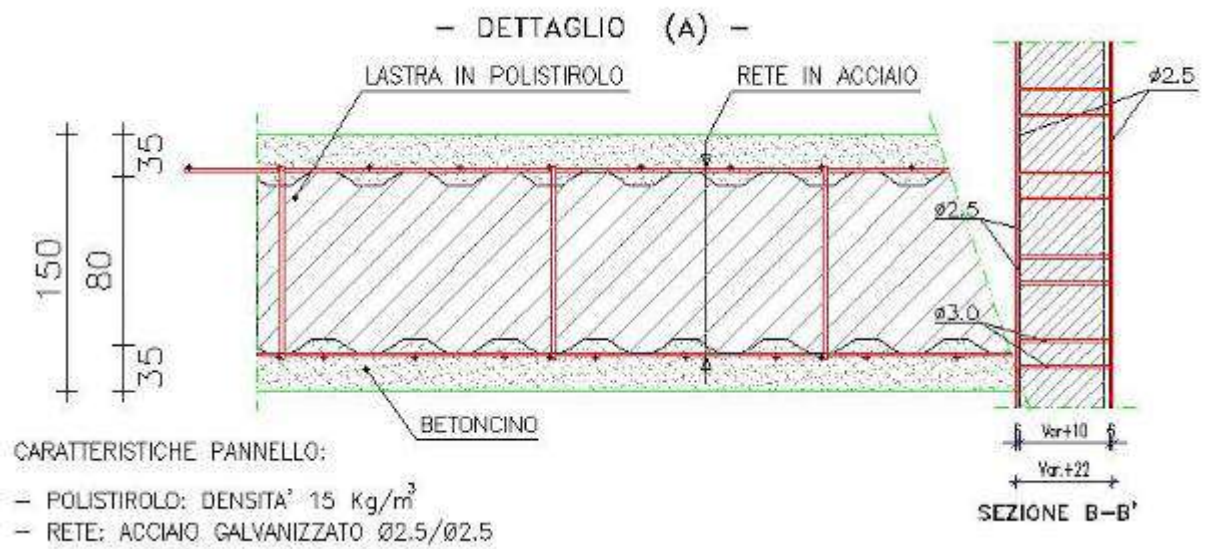


Figura 2 Dettaglio dell'armatura e del posizionamento dei connettori del pannello realizzato mediante sistema costruttivo Emmedue

3. Caratteristiche dei prototipi sperimentali e configurazione di prova

3.1. Caratteristiche dei provini

I prototipi di prova realizzati mediante sistema costruttivo Emmedue sono riassunti nella tabella seguente. In particolare sono stati realizzati 6 provini aventi spessore complessivo di 150 mm, larghezza 3 m ed altezza 3 m e 2 provini aventi spessore di 150 mm, larghezza 4 m ed altezza 3 m.

Per tutti i provini esaminati sono presenti:

- reti di armatura aventi le medesime caratteristiche indicate nelle Figure 1 e 2
- un'armatura di ripresa, sporgente dalla fondazione di 500 mm, costituita da barre verticali $\phi 8$ mm posizionate ogni 300 mm.
- un cordolo in calcestruzzo di sezione 100 x 200(h) mm, armato mediante 4 barre longitudinali $\phi 14$ mm e staffe chiuse $\phi 8$ mm posizionate ogni 150 mm

Altri parametri introdotti sono:

- carico assiale: 150 kN o 300 kN
- presenza di aperture: porta (2 provini 3 x 3 m); finestra (2 provini 3 x 3 m)

Tabella 3-1 Schema della campagna di prova sui pannelli (in ordine cronologico)

Data	ID provino	Dimensioni [m]	Aperture	Carico assiale [kN]
06-05-2008	1	3.00 x 3.00	nessuna	150
13-05-2008	2	3.00 x 3.00	nessuna	300
27-05-2008	3	3.00 x 3.00	finestra	150
05-06-2008	4	3.00 x 3.00	finestra	300
12-06-2008	5	3.00 x 3.00	porta	150
01-07-2008	6	3.00 x 3.00	porta	300
02-10-2008	7	4.00 x 3.00	nessuna	150
09-10-2008	8	4.00 x 3.00	nessuna	300



Figura 3 Configurazione di prova di un pannello senza aperture



Figura 4 Configurazione di prova di un pannello con finestra

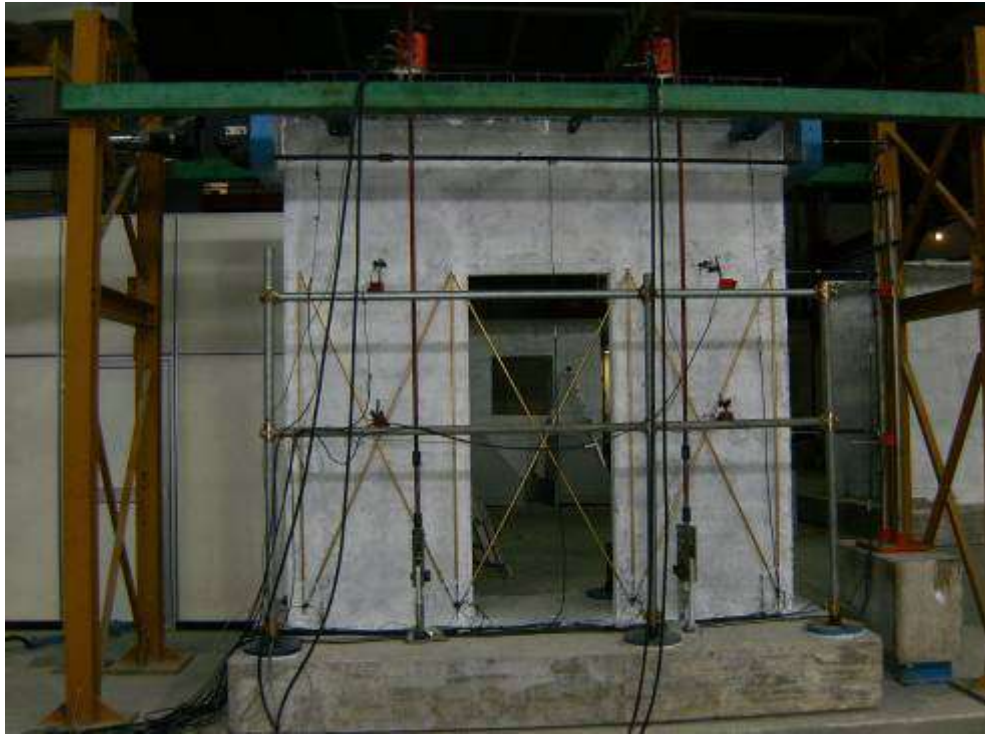


Figura 5 Configurazione di prova di un pannello con porta

Le prove sperimentali sono state effettuate presso il Laboratorio Materiali e Strutture del Dipartimento di Meccanica Strutturale dell'Università di Pavia.

La configurazione di prova, riscontrabile nelle Figure 3, 4 e 5, prevede:

- la post-tensione della soletta di base, su cui è realizzato il muro, direttamente al piastrone del laboratorio attraverso un sistema di barre metalliche. Il livello di tesatura di tali barre è stato determinato in modo tale che la soletta rimanga sempre interamente compressa, vale a dire non ci sia distacco all'interfaccia con il piastrone del laboratorio;
- una strumentazione costituita quasi interamente da potenziometri LVDT per la misurazione di spostamenti lineari relativi, come specificato più dettagliatamente nel seguito;
- l'applicazione del carico verticale prefissato mediante un sistema costituito da due martinetti agenti sul cordolo superiore in c.a. e due travi metalliche trasversali di riscontro, a loro volta ancorate alla soletta del provino da due barre post-tese ciascuna. Il vincolo soletta – barre post-tese è realizzato per mezzo di un sistema chiodi annegati – maniglioni metallici – boccole.
- L'applicazione di una storia di spostamento orizzontale alla sommità del muro, precisamente a livello del cordolo superiore in c.a., nel piano del muro. Tale storia di spostamento prevede l'applicazione di una serie di tre cicli a spostamento massimo prefissato, come indicato nella figura sottostante.

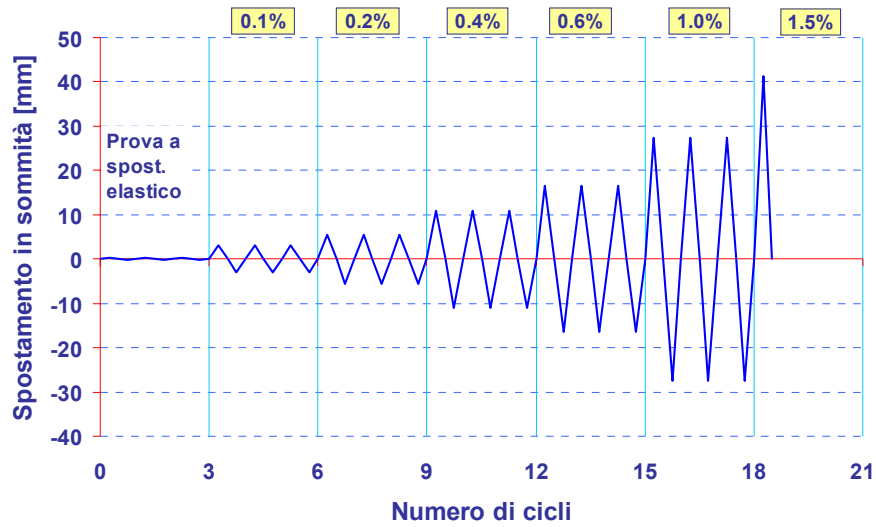


Figura 6 Storia di spostamento applicata

3.2. Strumentazione

3.2.1. Pannelli senza aperture L = 3 m

La strumentazione consta di 26 potenziometri disposti come rappresentato in Figura 7

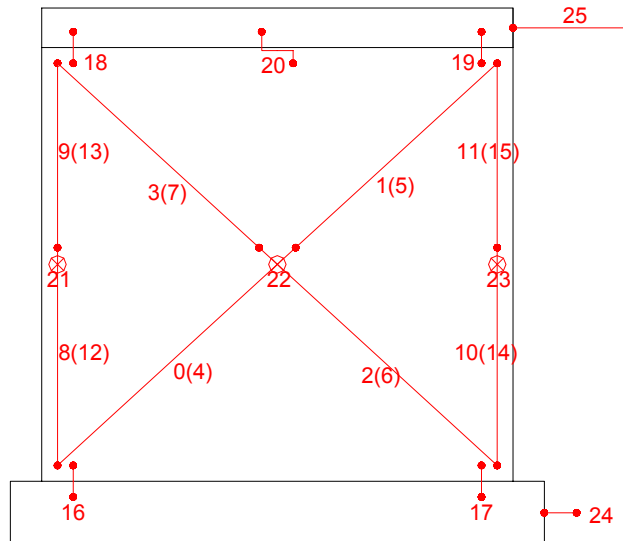


Figura 7 Strumentazione per pannelli senza aperture 3m

Lunghezze basi di misura:

- ch0-ch2-ch4-ch6 L=200cm
- ch1-ch3-ch5-ch7 L=181cm
- ch8-ch10-ch12-ch14 L=128.5cm
- ch9-ch11-ch13-ch15 L=129cm

3.2.2. Pannelli senza aperture L = 4 m

La strumentazione consta di 27 potenziometri disposti come rappresentato in Figura 4.

Lunghezze basi di misura:

- ch0-ch2-ch4-ch6 L=237cm
- ch1-ch3-ch5-ch7 L=217cm
- ch8-ch10-ch12-ch14 L=127cm
- ch9-ch11-ch13-ch15 L=127.5cm

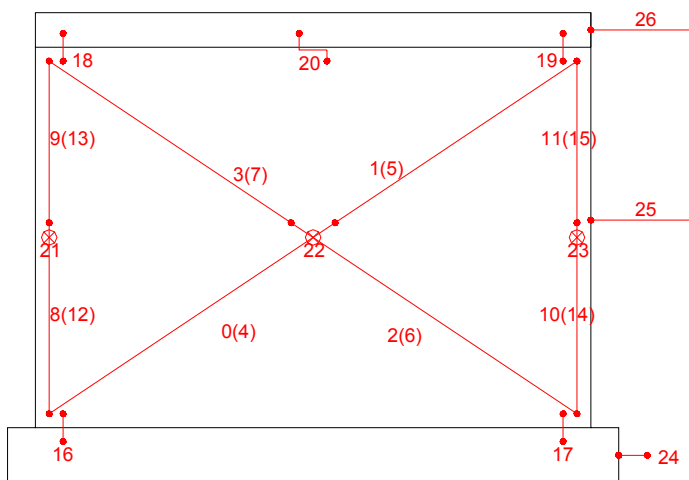


Figura 8 Strumentazione pannelli senza aperture 4m

3.2.3. Pannelli con finestre

La strumentazione consta di 24 potenziometri disposti come rappresentato in Figura 5

Lunghezze basi di misura:

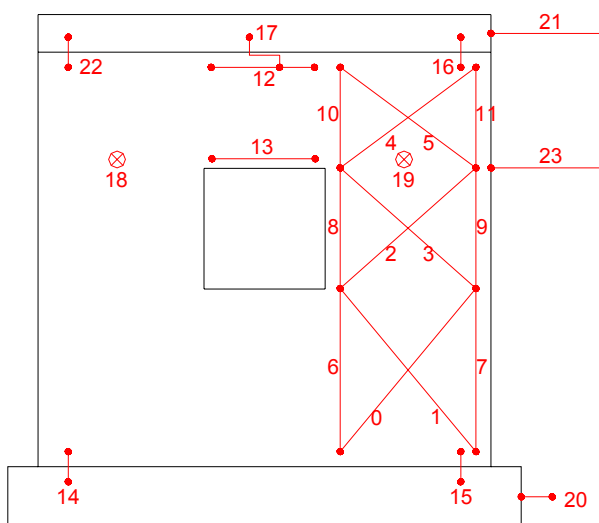


Figura 9 Strumentazione per pannelli con finestra

Lunghezze basi di misura:

ch0-ch1	L=129cm
ch2-ch3	L=135cm
ch4-ch5	L=80.5cm
ch6-ch7	L=106cm
ch8-ch9	L=113cm
ch10-ch11	L=34cm
ch12-ch13	L=124cm

L' apertura risulta centrata e di dimensioni 100x100 cm.

3.2.4. Pannelli con porte

La strumentazione consta di 23 potenziometri disposti come rappresentato in Figura 6.

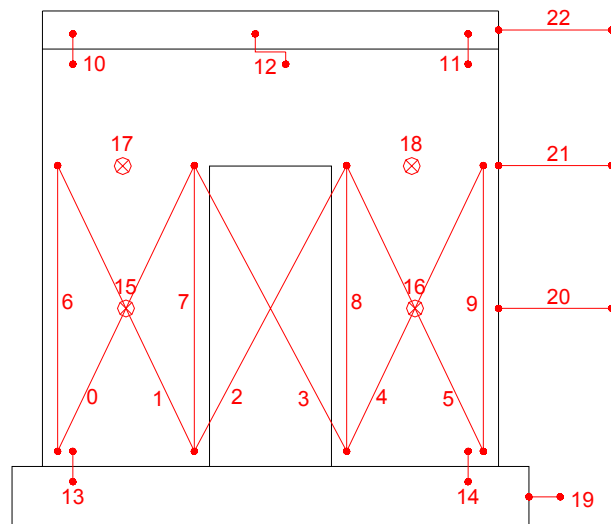


Figura 10 Strumentazione pannelli con porta

Lunghezze basi di misura:

ch0-ch1-ch4-ch5	L=216cm
ch2-ch3	L=224cm
ch6-ch7- ch8-ch9	L=106cm

L' apertura risulta centrata e di dimensioni 85x200H cm.

4. Risultati sperimentali

4.1. Prova 1: pannello 3.0 x 3.0 m senza aperture con assiale 150 kN

Il provino senza aperture, con dimensioni 3.0 x 3.0 m, è stato caricato assialmente con una forza totale pari a 150 kN tramite due martinetti idraulici che ripartiscono tale forza su tutta la lunghezza del muro per mezzo di un cordolo in c.a., descritto in precedenza. I carichi assiali applicati sono stati mantenuti costanti per tutta la durata della prova.

Mediante un attuatore idraulico agente in corrispondenza del cordolo in direzione orizzontale nel piano del muro è stata applicata la storia di carico evidenziata in Figura 6, fino ad un drift (rapporto fra spostamento orizzontale e altezza del muro) massimo pari a 1%, oltre ad un singolo ciclo di carico-scarico all'1.5%.

In corrispondenza del drift 0.1%, la risposta del muro è stata sostanzialmente lineare fino ad un carico orizzontale di circa 125 kN e senza la formazione di fessure evidenti.

Al successivo drift 0.2% sono state evidenziate alcune fessure orizzontali nella parte inferiore del muro in prossimità dei lati estremi; il comportamento tende ad essere parzialmente non lineare (iniziale degrado di rigidità circa a metà dello spostamento massimo imposto) e raggiunge un valore di forza orizzontale pari a 175 kN.

La non linearità più marcata ed il conseguente danneggiamento, testimoniato da uno stato fessurativo più evidente, si ha in corrispondenza del drift 0.4%. In particolare, è raggiunto il livello di forza massima (205 kN) e si sviluppano fessure verticali a partire dalla base del muro nelle due zone di estremità.

Durante i successivi tre cicli caratterizzati da drift massimo 0.6%, la forza non incrementa più (andamento pseudo-orizzontale) e subisce un degrado istantaneo di circa il 15% del valore massimo riscontrato prima del raggiungimento del target massimo in spostamento. Il degrado di resistenza riscontrato è attribuibile al raggiungimento della rottura per compressione del calcestruzzo alla base sui due lati estremi del muro e ad una conseguente instabilizzazione a compressione dell'armatura, in particolare delle barre di richiamo. In fase di trazione, inoltre, tali barre, da questo momento in poi, tendono anche a scorrere rispetto al muro.

Il quadro di danneggiamento è composto, oltre che da ulteriori fessure verticali simili a quelle dei precedenti cicli, anche da fessure orizzontali e diagonali riconducibili parzialmente ad un meccanismo di tipo taglio-flessione. Alcune fessure orizzontali, passanti attraverso lo spessore dei due setti di calcestruzzo già al drift 0.4%, tagliano anche lo strato di polistirene in corrispondenza del drift 0.6%.

Al drift 1% si nota che, al massimo spostamento, corrisponde una forza massima di 125 kN, vale a dire un degrado di circa il 40% rispetto alla resistenza massima sviluppata dal muro durante la prova.

Gli strumenti posizionati all'interfaccia cordolo superiore – muro non hanno evidenziato scorrimenti significativi, né traslazionali (valore massimo pari a 0.1 mm), né rotazionali.

Il seguente grafico taglio alla base – spostamento in sommità è comunque il risultato della depurazione per ogni singolo livello di drift degli spostamenti imposti e degli scorrimenti rispetto al cordolo.

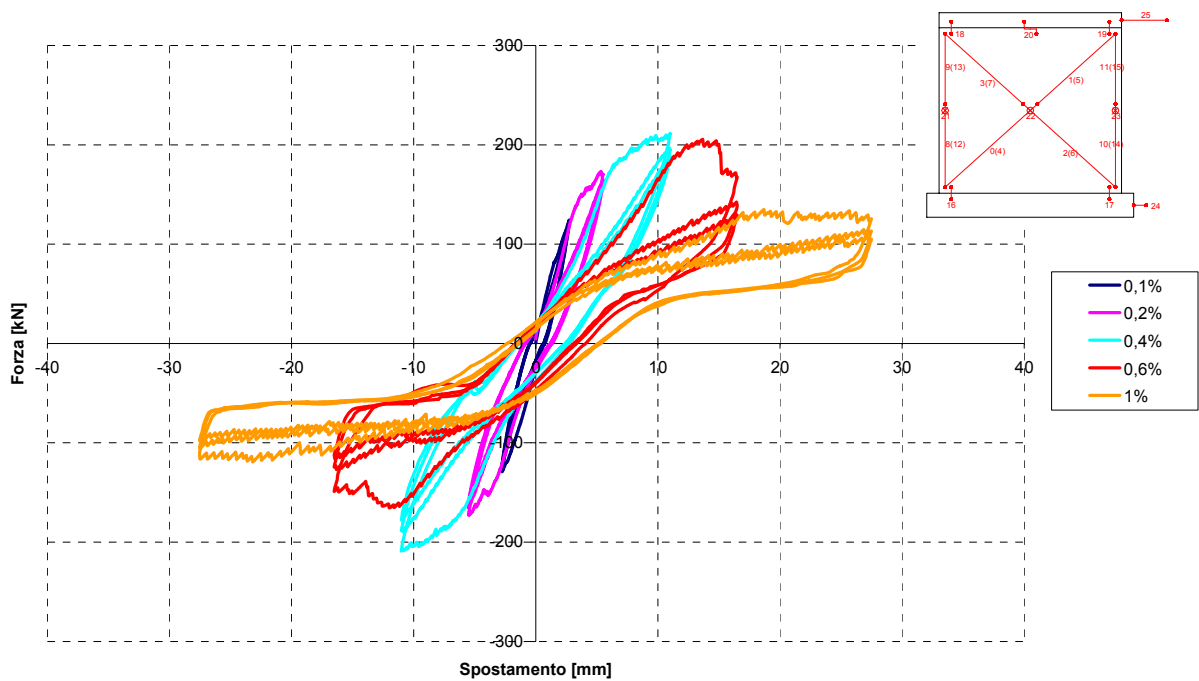


Figura 11 Test 1_Muro 3x3 senza aperture_Assiale 150kN: cicli Forza-Spostamento attuatore 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6% e 1.0% (depurato)

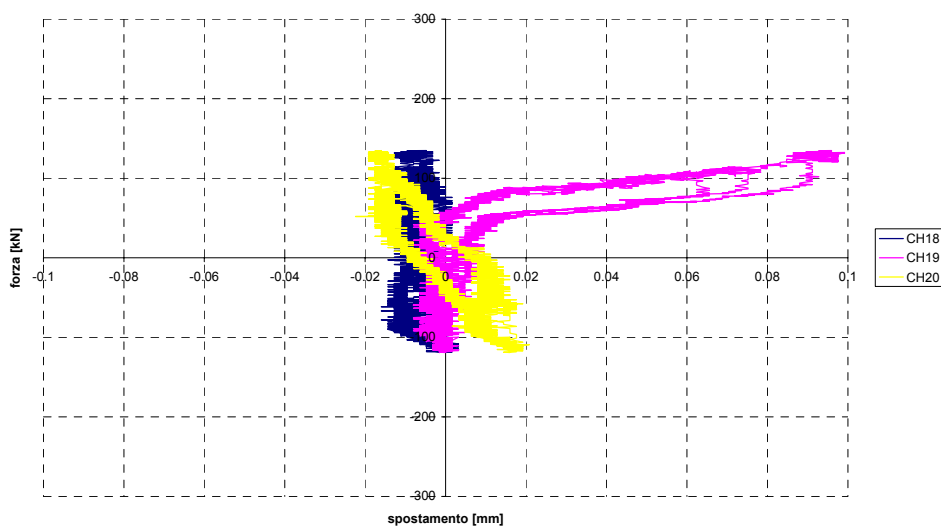


Figura 12 Test 1_Muro 3x3 senza aperture_Assiale 150kN: cicli Forza-Spostamento in corrispondenza del cordolo a 1.0% di drift

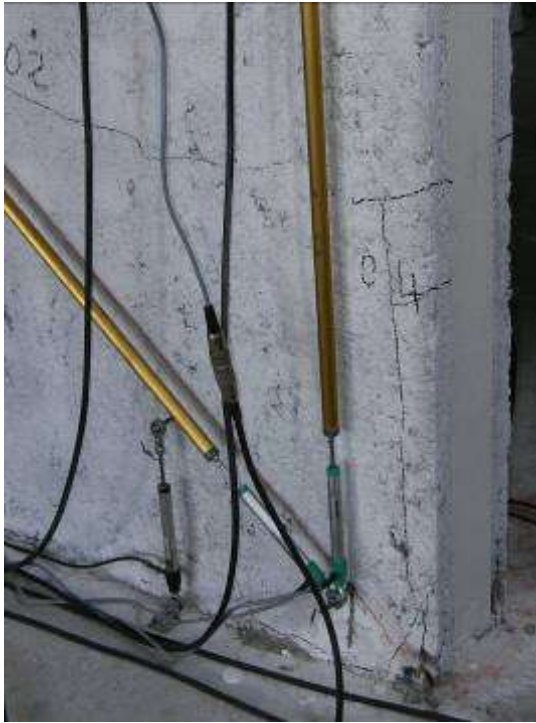


Figura 13 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.4%



Figura 14 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.6%: quadro fessurativo sulla facciata



Figura 15 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.6%:
quadro fessurativo sullo spessore e rottura per compressione in corrispondenza
dello spigolo inferiore



Figura 16 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 1.0%

4.2. Prova 2: pannello 3.0 x 3.0 m senza aperture con assiale 300 kN

Al secondo provino senza aperture, con area 3.0 x 3.0 m, viene applicato un carico assiale di 300 kN mediante i due martinetti precedentemente citati, mantenuti entrambi ad un carico costante durante la durata della prova stessa.

Anche nel secondo caso, il comportamento isteretico del muro è principalmente governato da un meccanismo misto taglio – flessione, ma con una rottura finale dovuta alla compressione degli spigoli inferiori con conseguente instabilizzazione delle barre di richiamo. Questa sembra essere la causa del degrado di resistenza riscontrato fra il drift 0.4% e 0.6% e durante il drift 0.6% stesso.

La differenza sostanziale, rispetto al pannello gemello consiste nel fatto che, a causa del carico assiale raddoppiato, la resistenza massima passa da 205 kN a circa 250 kN, ma per il resto si possono applicare le stesse considerazioni precedente riportate al paragrafo 4.1.

Si nota ancora lo sfilamento delle barre di richiamo in corrispondenza della fondazione, mentre lo scorrimento cordolo-muro è meno accentuato rispetto al caso precedente. Le misure rilevate dagli LVDT posti all'interfaccia muro-cordolo, verranno impiegate per depurare il diagramma forze-spostamento dell'intero sistema.

Il sollevamento del muro rispetto alla fondazione, misurato dai potenziometri verticali di estremità, è più accentuato rispetto al primo test, con comportamento ancora una volta non perfettamente simmetrico: i massimi valori vengono raggiunti solo nella direzione di spinta dell'attuatore.

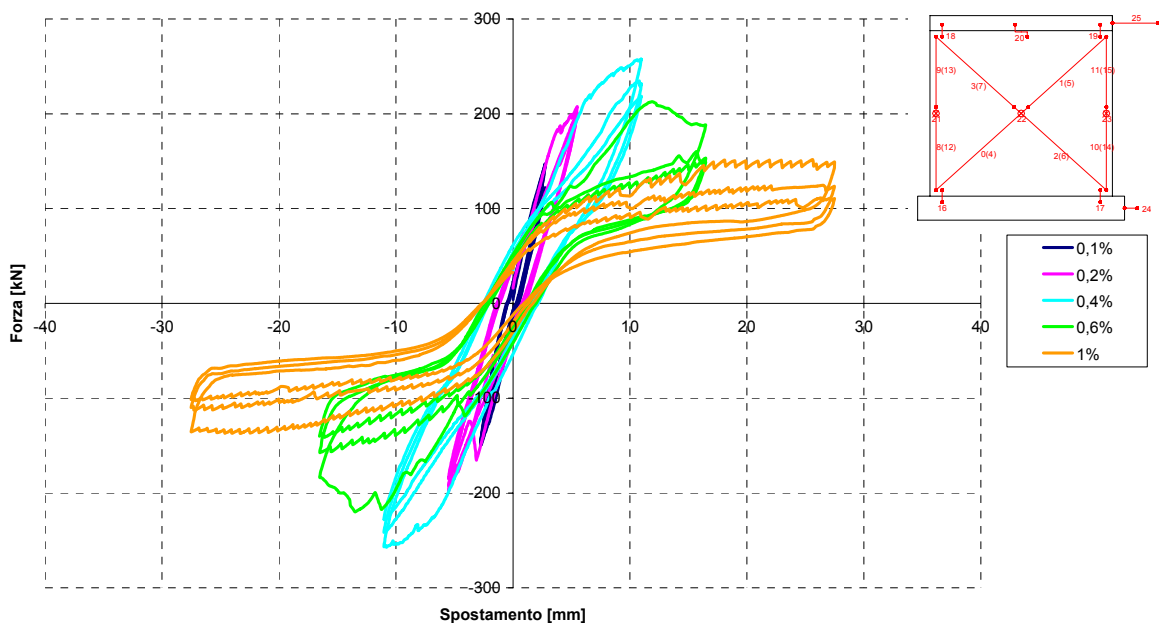


Figura 17 Test 2_Muro 3x3 senza aperture_Assiale 300kN: cicli Forza-Spostamento attuatore 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6% e 1.0% (depurato)

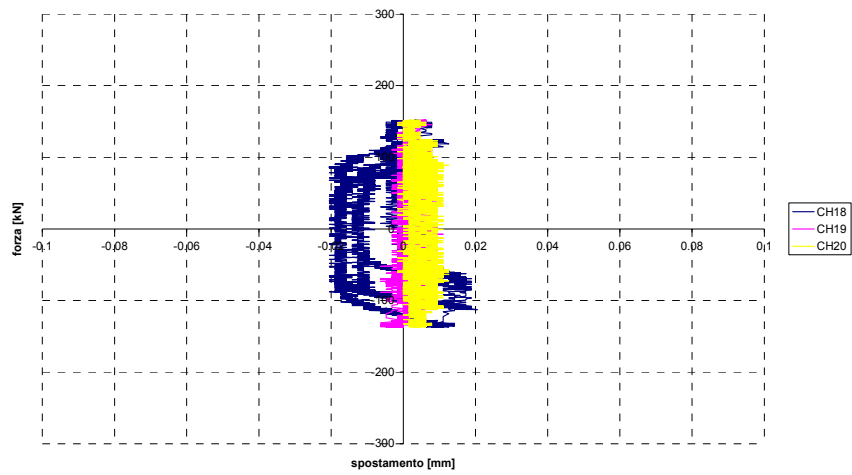


Figura 18 Test 2_Muro 3x3 senza aperture_Assiale 300kN: cicli Forza-Spostamento in corrispondenza del cordolo a 1.0% di drift

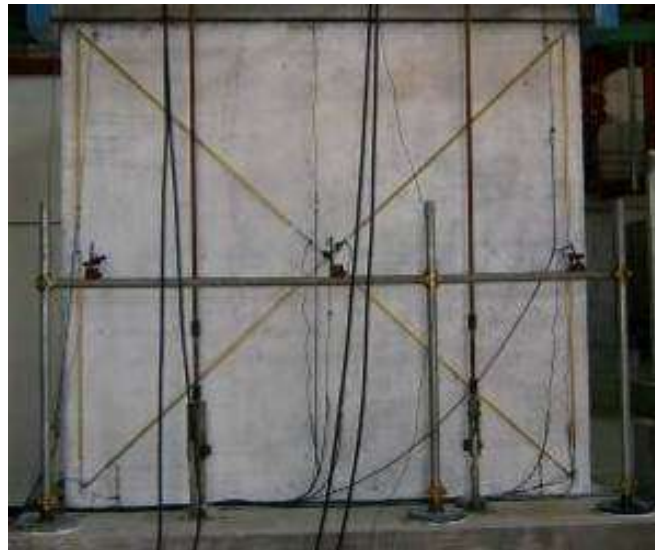


Figura 19 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.1%

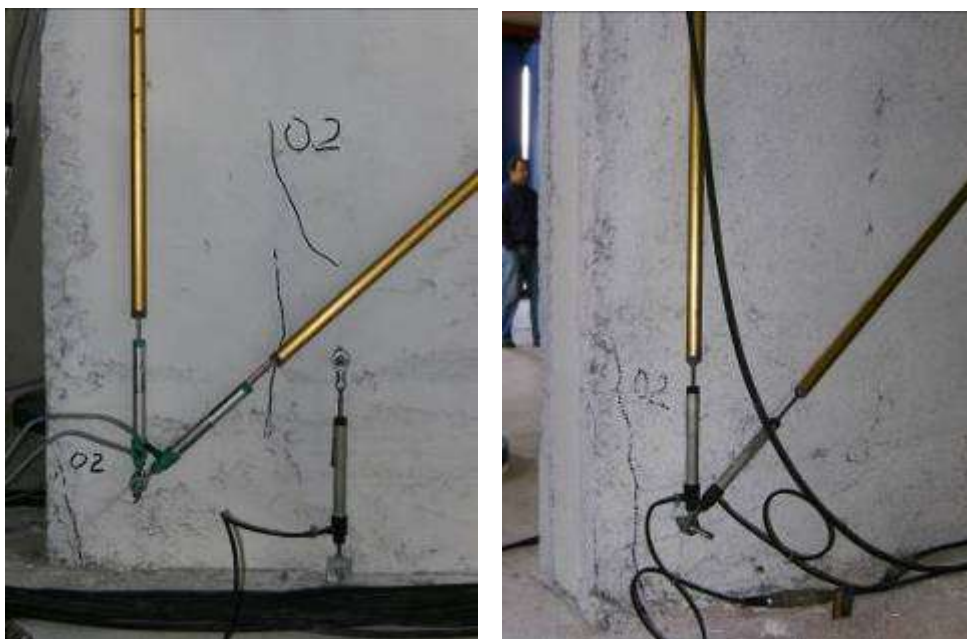


Figura 20 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.2%

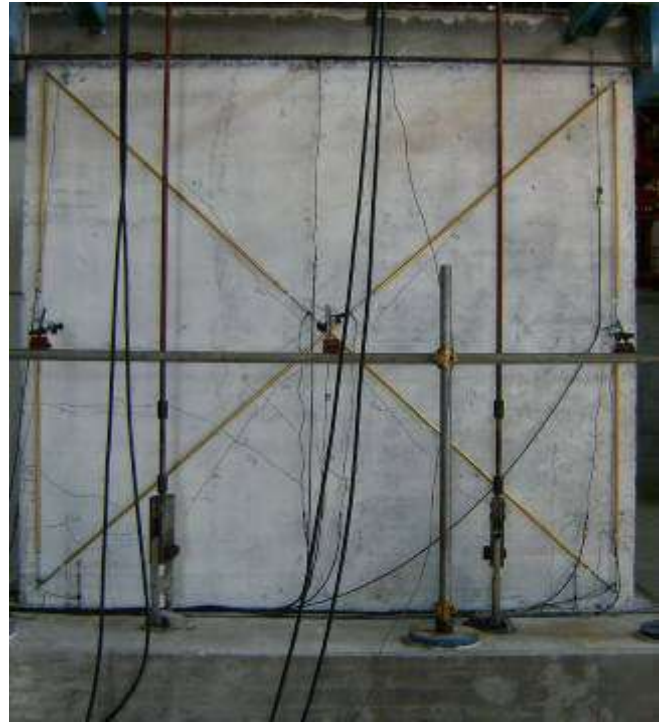
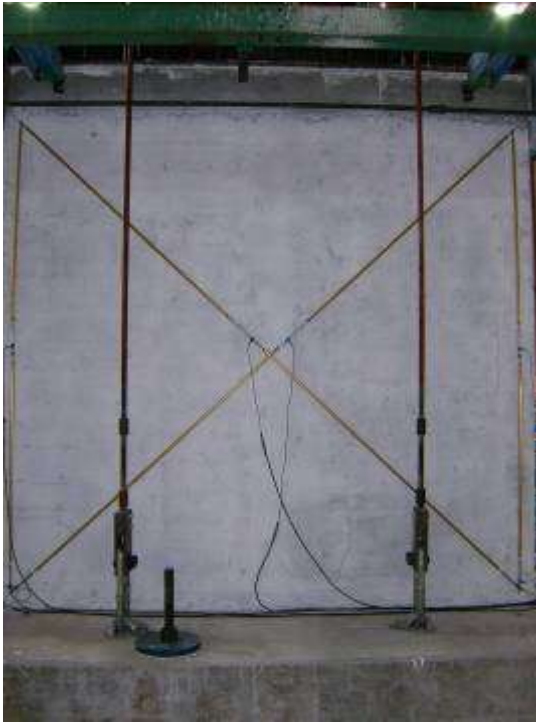


Figura 21 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.4%



Figura 22 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.6%



Figura 23 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 1.0%



Figura 24 Danneggiamento al termine dell'imposizione del ciclo al livello di drift 1.5%

4.3. Smorzamento viscoso equivalente

Per ogni ciclo di ciascuna prova è stato calcolato lo smorzamento isteretico associato, dato dalla formula $\frac{A_h}{4\pi \cdot A_e}$, dove A_h è l'energia dissipata (area racchiusa dal generico ciclo) e A_e è l'energia elastica di riferimento, calcolata come indicato nella figura seguente.

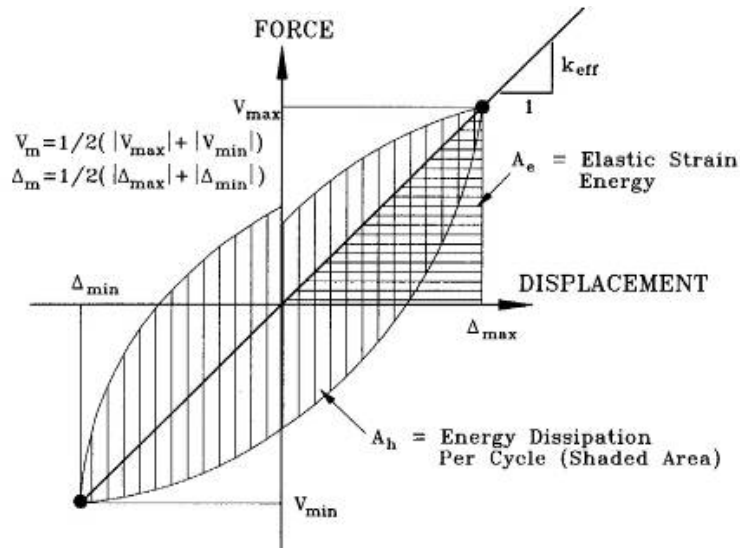


Figura 25 Determinazione dello smorzamento isteretico di un generico ciclo in funzione del rapporto fra energia dissipata ed energia elastica di riferimento (Paulay & Priestley, 1992)

Lo smorzamento viscoso equivalente è quindi calcolato come la somma dello smorzamento viscoso elastico (considerato costantemente pari a 5%) ed il suddetto smorzamento isteretico (calcolato per ogni singolo ciclo).

I risultati ottenuti sono rappresentati dai seguenti grafici.

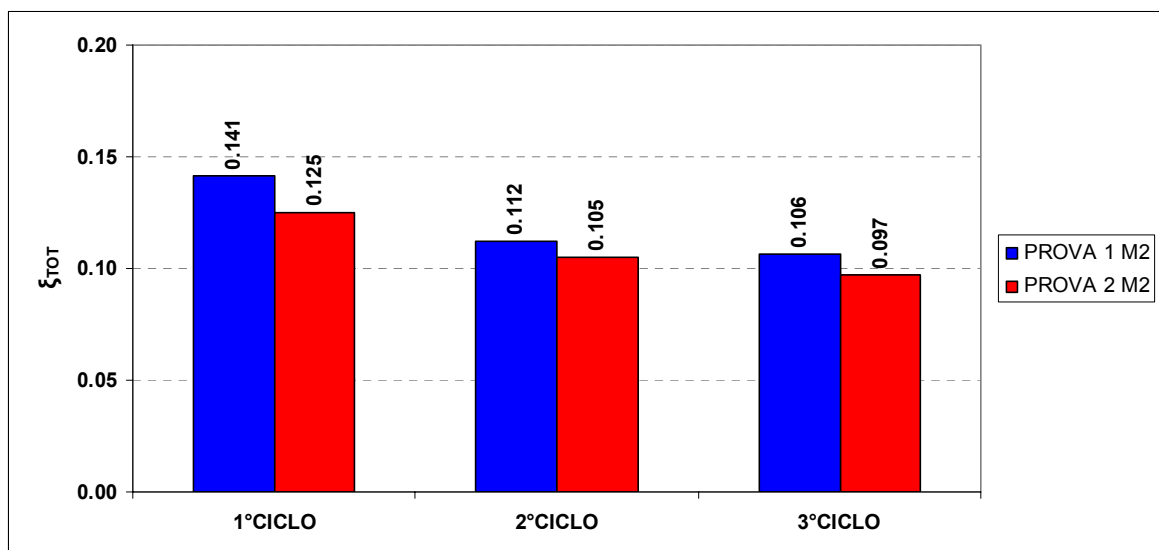


Figura 26 Confronto degli smorzamenti totali a 0.1%

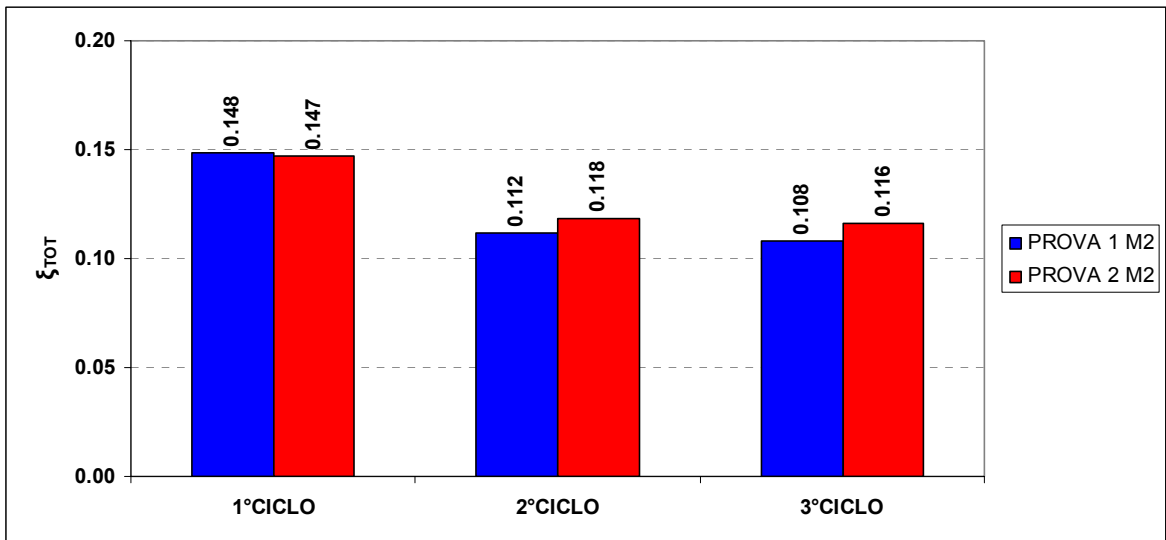


Figura 27 Confronto degli smorzamenti totali a 0.2%

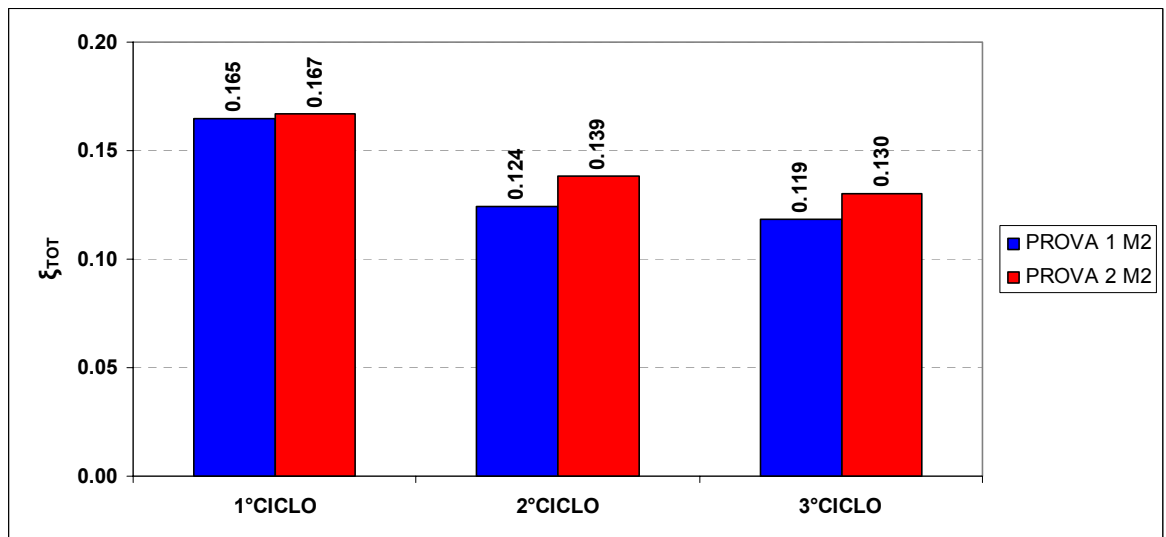


Figura 28 Confronto degli smorzamenti totali a 0.4%

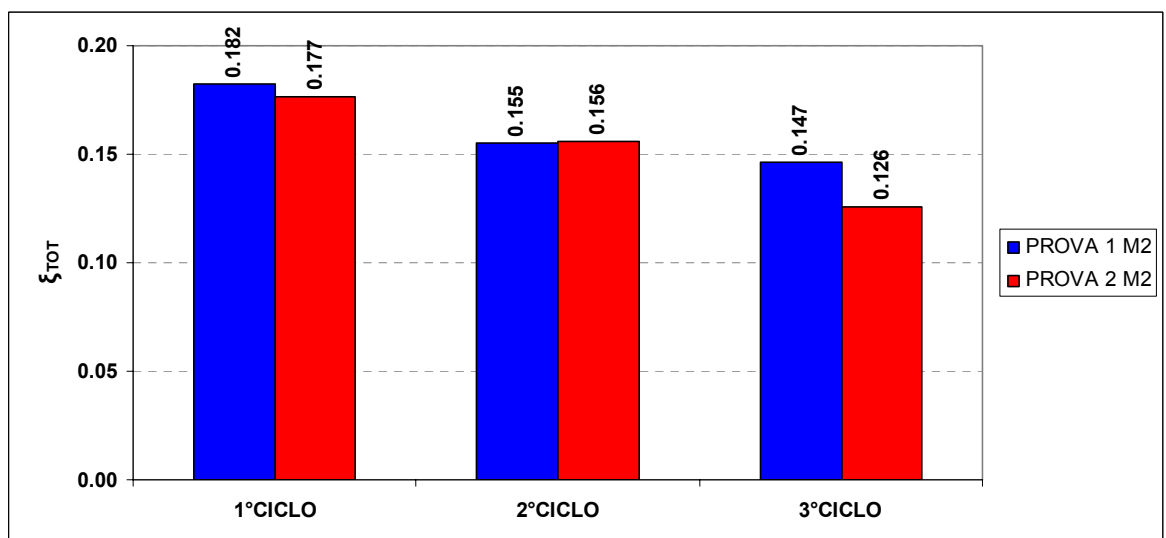


Figura 29 Confronto degli smorzamenti totali a 0.6%

4.4. Prova 7: pannello 4.0 x 3.0 m senza aperture con assiale 150 kN

Quella descritta nel seguito è la penultima prova effettuata in ordine cronologico, ma si riporta in questa parte della presente relazione allo scopo di effettuare più facilmente un confronto diretto con i risultati delle prove sui precedenti muri senza aperture.

Il pannello in esame è caratterizzato da una larghezza $L = 4$ m e da un'altezza standard $H = 3$ m. Dato il più basso rapporto $H/L = 0.75$ rispetto ai casi precedenti, può essere attesa una risposta governata principalmente da un meccanismo di rottura a taglio.

Il carico assiale applicato è pari a 150 kN, ripartito su due martinetti e mantenuto costante per ciascuno di essi durante l'intera durata della prova.

Durante le prime due serie di cicli a drift massimo 0.1% e 0.2% non si hanno eventi particolarmente rilevanti da segnalare, se non il fatto che la resistenza massima raggiunta è pari rispettivamente a circa 170 kN e 250 kN.

Durante l'applicazione dei tre cicli a drift massimo 0.4%, invece, la risposta tende ad essere fortemente non lineare e caratterizzata dalla comparsa di fessure orizzontali agli estremi e diagonali nella parte interna della facciata. La resistenza massima associata è di circa 355 kN. In particolare, al termine del primo ciclo a drift 0.4% si ha un iniziale degrado di resistenza, che non è più recuperata dal terzo ciclo allo stesso livello di spostamento; questo parziale degrado può essere giustificato dal danneggiamento riscontrato su di una facciata, in cui, in corrispondenza dello sviluppo di una grande fessura diagonale, si è avuta una parziale espulsione del copriferro su di un lato a poco meno di un terzo dell'altezza del muro, con una conseguente in stabilizzazione a compressione dell'armatura.

Durante l'applicazione dello spostamento ciclico con target drift 0.6%, il danneggiamento appena descritto diventa ancora più evidente e l'espulsione del copriferro si manifesta anche sulla facciata opposta. In tal modo la resistenza massima raggiunta risulta degradata rispetto a quella sviluppata nei cicli precedenti (circa 300 kN). Si ha, in aggiunta, un ulteriore degrado all'interno del ciclo stesso, fino ad un valore di resistenza residua di circa 230 kN.

La prova è stata fermata al termine del primo semiciclo di drift massimo 0.6%, in quanto la resistenza massima risulta degradata di circa il 35%.

Non è stato riscontrato praticamente alcuno scorrimento fra il cordolo in c.a. sulla sommità del muro ed il muro stesso.

In definitiva, il collasso strutturale è stato innescato dall'espulsione del copri ferro nelle zone estreme del pannello con conseguente in stabilizzazione delle barre di armatura, dopo un evidente sviluppo di fessurazione a taglio.

Poiché la rottura avviene in corrispondenza del primo ciclo a drift 0.6%, anche il valore dello smorzamento viscoso equivalente ne risulta condizionato, subendo una riduzione a partire da tale livello di drift, come si può riscontrare nei grafici raffigurati nel paragrafo 4.6.

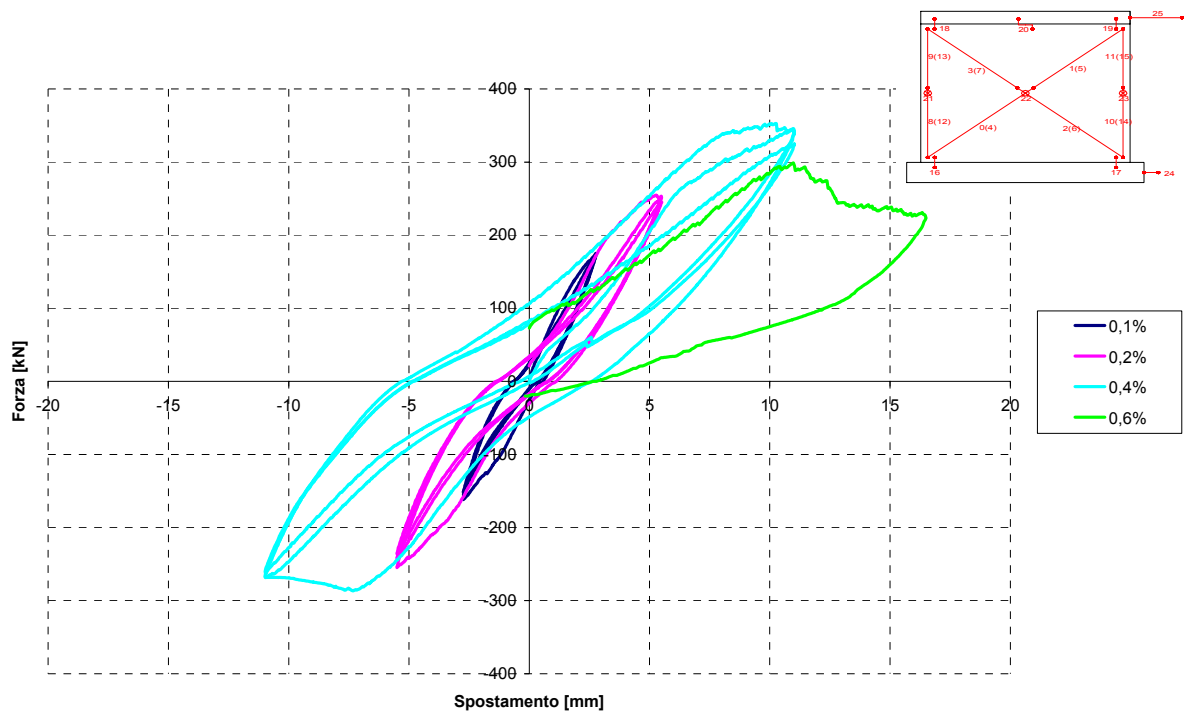


Figura 30 Test 7_Muro 4x3 senza aperture_Assiale 150kN:cicli Forza-Spostamento attuatore 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6% e 1.0% (depurato)

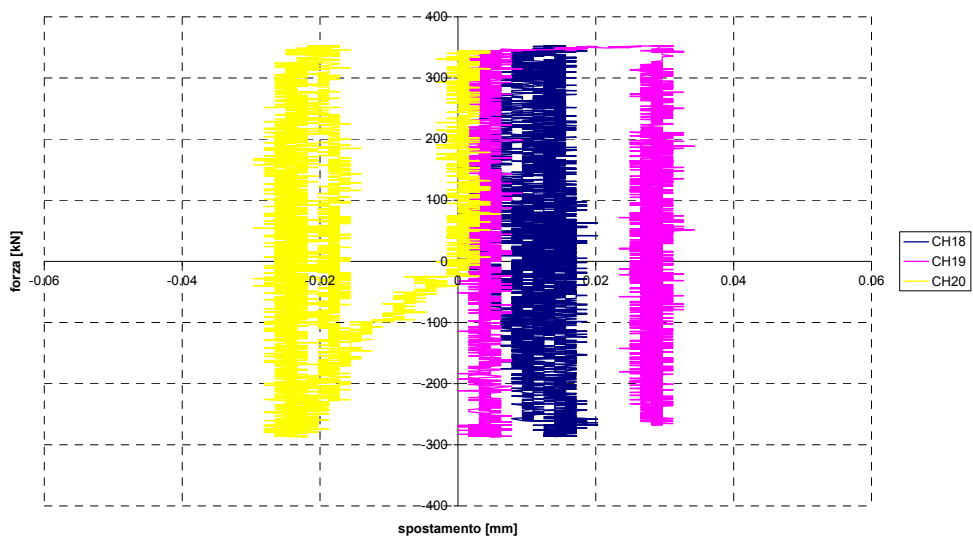


Figura 31 Test 7_Muro 4x3 senza aperture_Assiale 150kN: cicli Forza-Spostamento in corrispondenza del cordolo a 0.4%

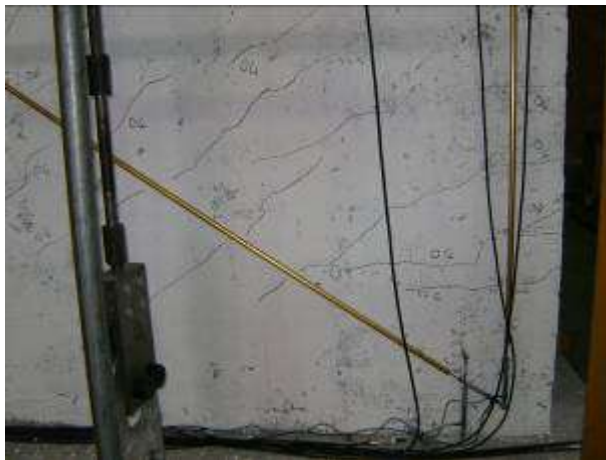
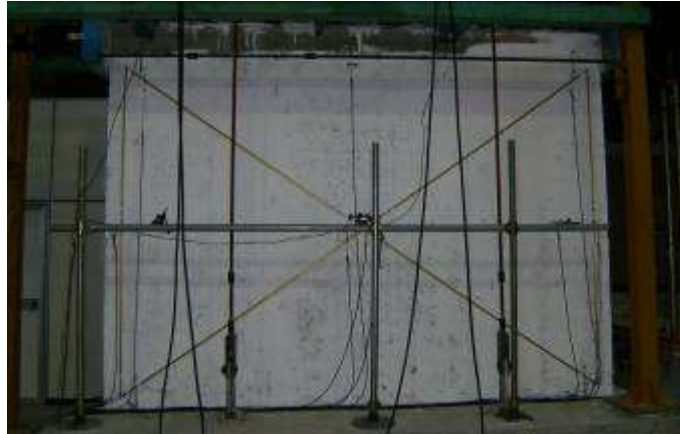


Figura 32 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.4%



Figura 33 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.6%

4.5. Prova 8: pannello 4.0 x 3.0 m senza aperture con assiale 300 kN

Il provino gemello a quello descritto nel paragrafo precedente è stato sottoposto ad un carico assiale di 300 kN egualmente ripartito su due martinetti. La forza esercitata da ciascun martinetto è stata mantenuta costante durante l'intera durata della prova.

Anche in questo caso era atteso un significativo danneggiamento a taglio. Come precedentemente accaduto, le prime due serie di cicli a drift massimo 0.1% e 0.2% non hanno fatto riscontrare eventi particolarmente significativi, ad eccezione dell'incipiente sviluppo di fessure inclinate in corrispondenza degli spigoli.

La resistenza massima registrata è pari a circa 200 kN e 310 kN rispettivamente per i cicli a target drift 0.1% e 0.2%.

Il successivo livello di drift 0.4% è caratterizzato da uno sviluppo evidente dello stato fessurativo e dalla risposta fortemente non lineare. In particolare il quadro fessurativo risulta composto da fessure legate all'effetto ciclico di elevata compressione e di trazione negli spigoli, che si sviluppano alternativamente, e da evidenti fessure diagonali nella zona centrale del pannello associate ad un meccanismo di taglio. La resistenza massima raggiunta è di poco superiore ai 400 kN.

In corrispondenza dell'imposizione dei cicli di drift 0.6% si ha un forte degrado di resistenza giustificabile con l'evoluzione del meccanismo innescato in precedenza e culminato con la rottura per schiacciamento dello spigolo di calcestruzzo. In particolare, durante il completamento del primo ciclo, si ha un iniziale degrado di resistenza parziale. Tale degrado è però particolarmente evidente fra il primo ed il secondo ciclo ed è stimabile intorno al 30% della forza massima raggiunta durante la prova (405 kN). In questa fase si è notato anche uno sviluppo della fessurazione verticale alla base del muro, culminato con la parziale espulsione del copri ferro per l'effetto della deformazione delle barre di ripresa ancorate nella fondazione.

L'applicazione dei successivi cicli a target drift 1% ha evidenziato come la resistenza del muro sia ormai degradata ad un valore praticamente-costante pari a 230 kN.

Lo scorrimento fra il cordolo sommitale in c.a. ed il muro è praticamente trascurabile.

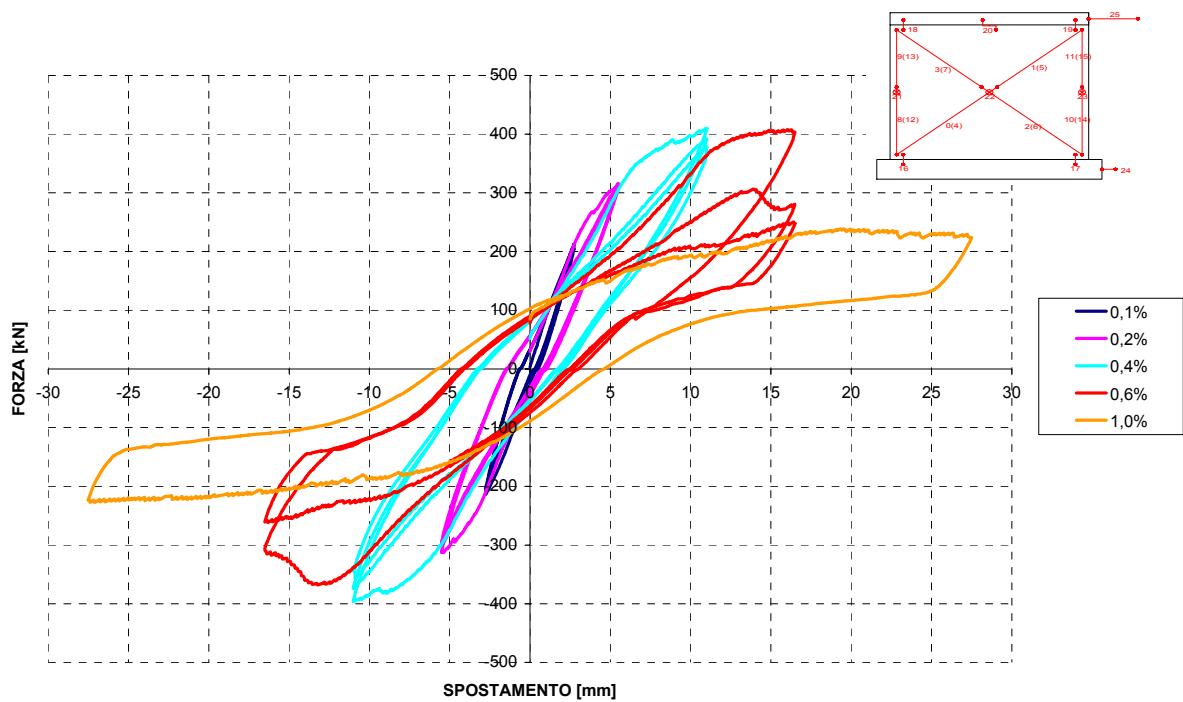


Figura 34 Test 8_Muro 4x3 senza aperture_Assiale 300kN:cicli Forza-Spostamento attuatore 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6% e 1.0% (depurato)

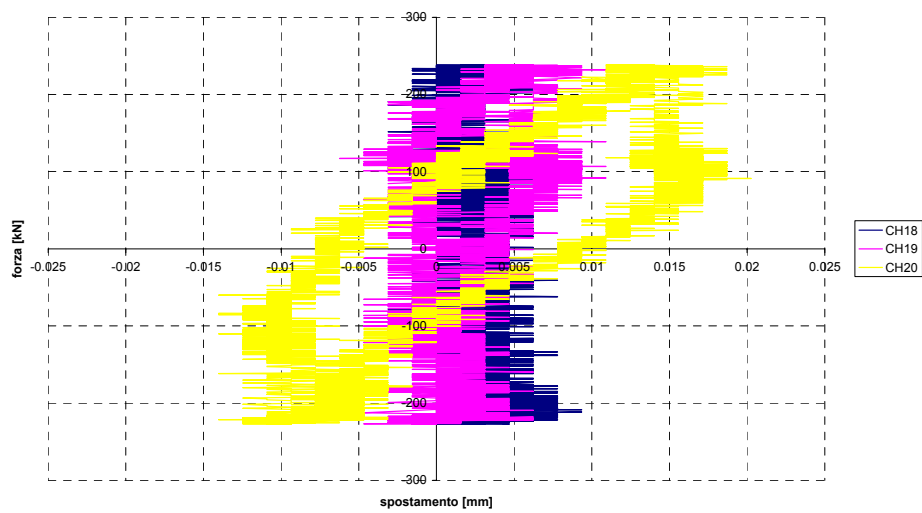


Figura 35 Test 8_Muro 4x3 senza aperture_Assiale 300kN: cicli Forza-Spostamento in corrispondenza del cordolo a 1.0%

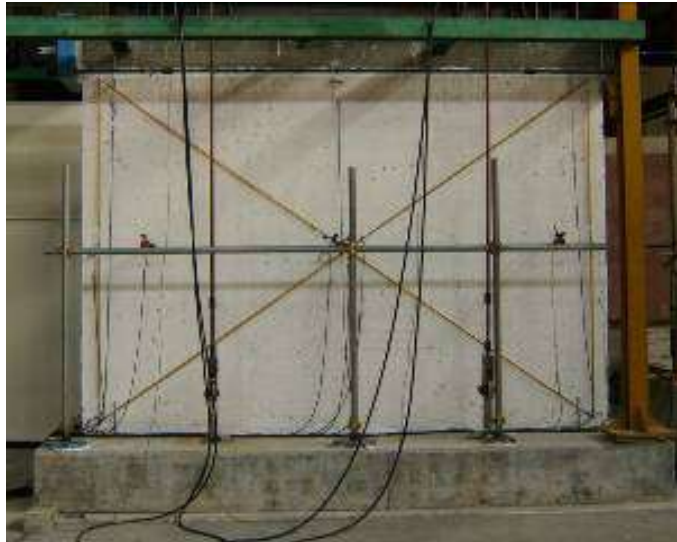


Figura 36 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.1%

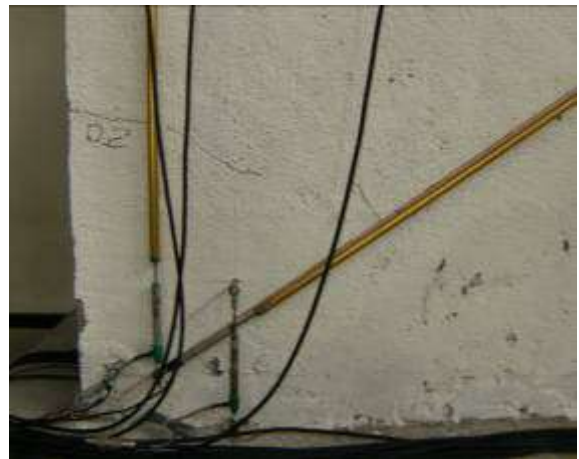
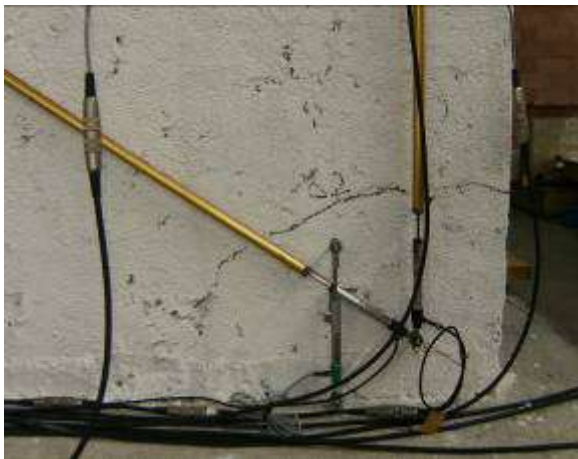


Figura 37 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.2%

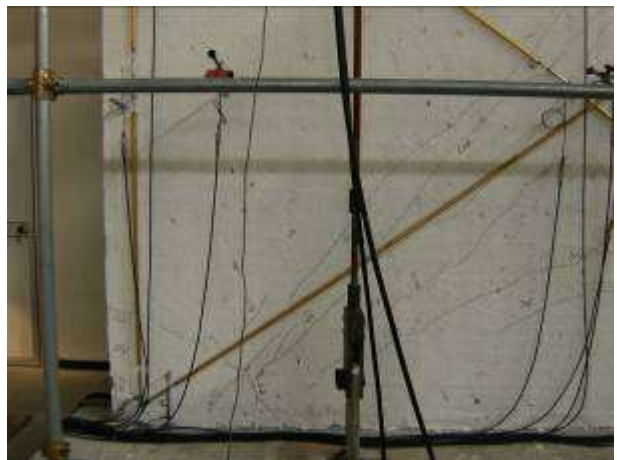
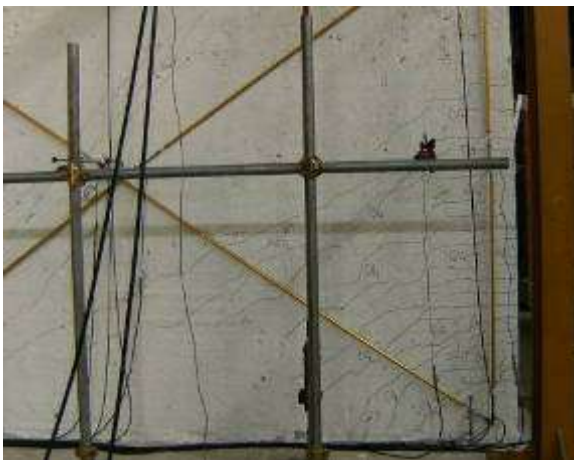


Figura 38 Danneggiamento al termine dell'imposizione del primo ciclo a livello di drift 0.4%

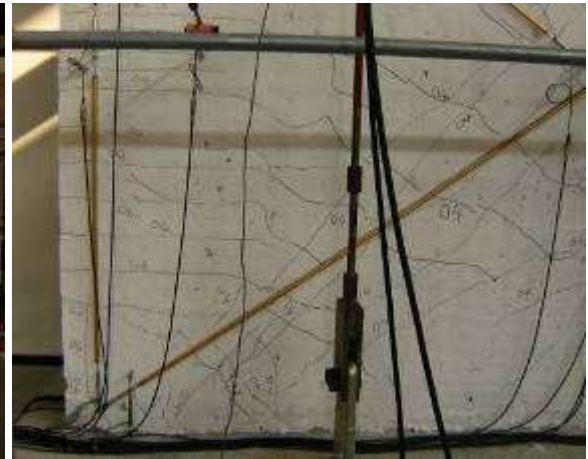
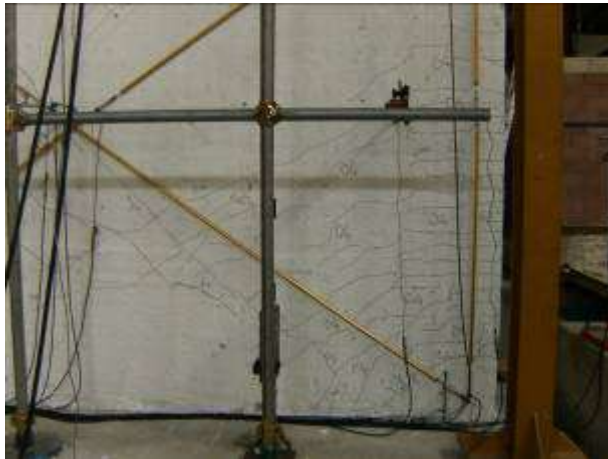
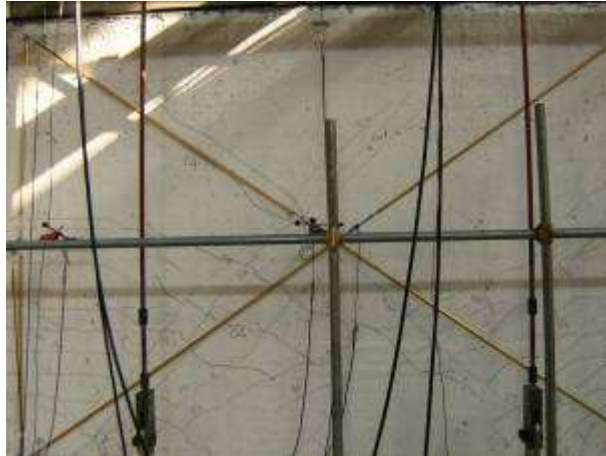


Figura 39 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.4%



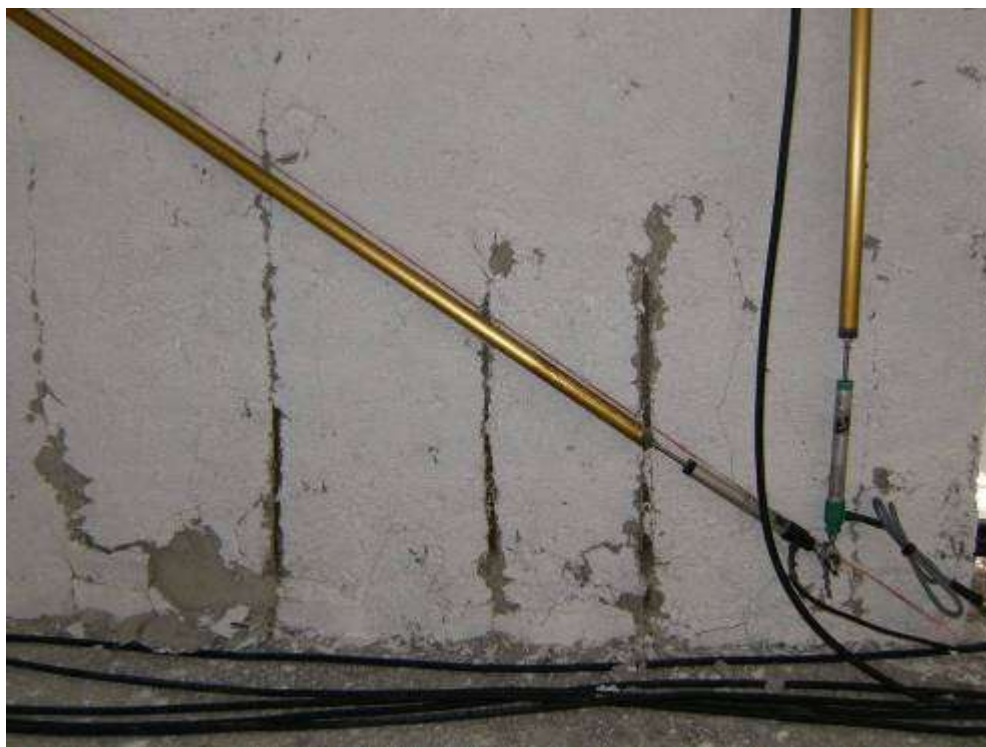


Figura 40 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.6%

4.6. Smorzamento viscoso equivalente

Lo smorzamento viscoso equivalente è calcolato con le stesse modalità indicate per le precedenti prove 1 e 2. Nei grafici seguenti è rappresentato lo smorzamento viscoso equivalente calcolato come somma dello smorzamento viscoso elastico (assunto costantemente pari a 5%) e dello smorzamento isteretico.

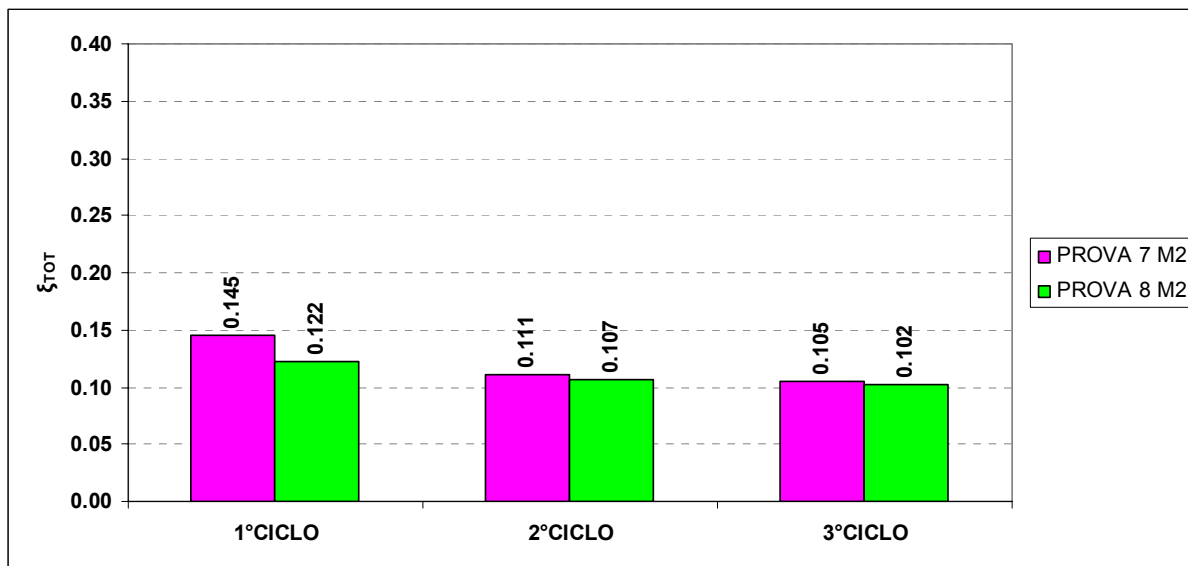


Figura 41 Confronto degli smorzamenti totali a 0.1%

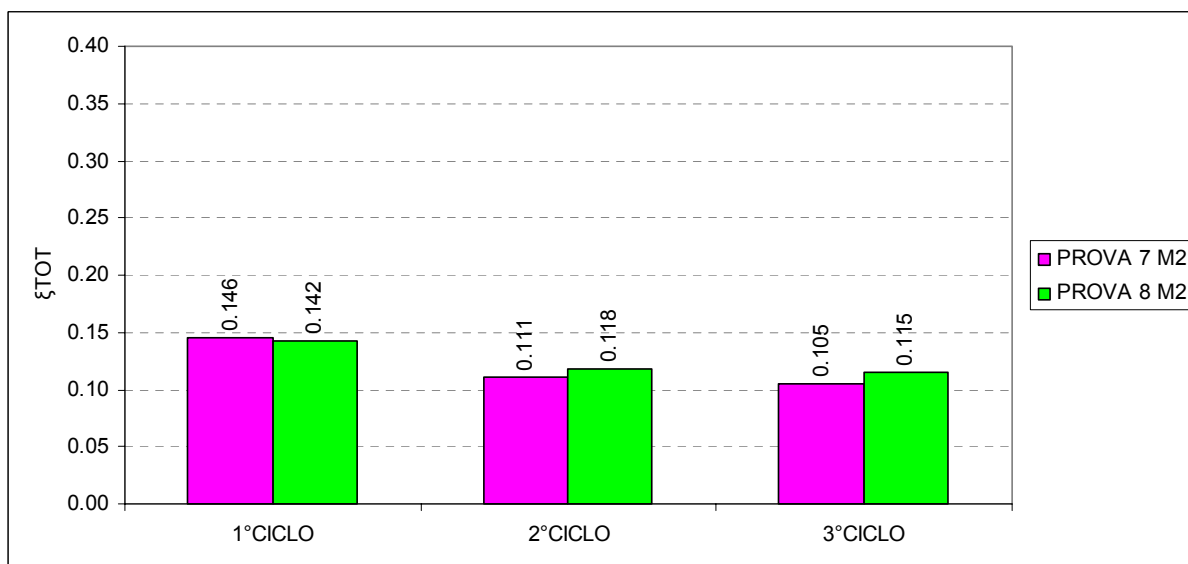


Figura 42 Confronto degli smorzamenti totali a 0.2%

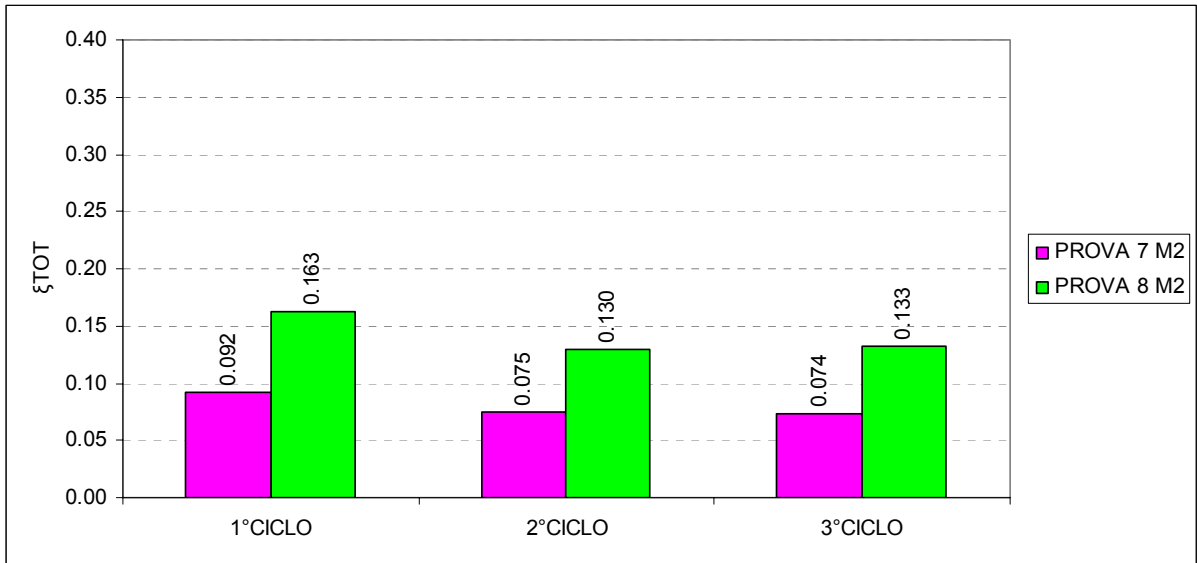


Figura 43 Confronto degli smorzamenti totali a 0.4%

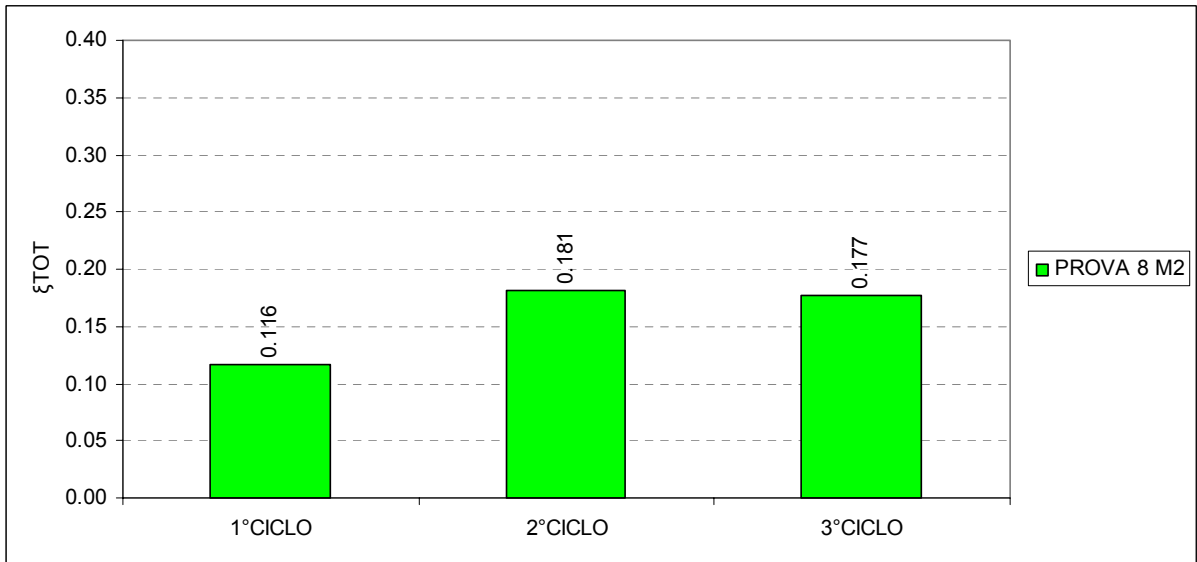


Figura 44 Smorzamenti totale allo 0.6% di drift calcolato per il muro 8

4.7. Prova 5: pannello 3.0 x 3.0 m con finestra e assiale 150 kN

Il primo provino caratterizzato dalla presenza di una finestra posizionata in mezzeria, con area 3.0 x 3.0 m, è testato sottoponendolo ad un carico assiale di 150 kN. Tale carico, applicato mediante due martinetti, è mantenuto costante sui due martinetti stessi per tutta la durata della prova.

Le prime due serie di drift hanno fatto registrare una resistenza massima, in termini di carico orizzontale, rispettivamente pari a 100 kN e 130 kN, ma non hanno messo in luce un quadro di danneggiamento particolarmente significativo, ad eccezione di alcune fessure verticali che dalla base del muro nella zona centrale del pannello si propagano verso l'apertura.

Dall'applicazione dei cicli di drift 0.4% in poi, la non linearità è particolarmente evidente, così come l'evoluzione del quadro fessurativo. La resistenza massima raggiunta è intorno ai 160 kN. Si può notare la presenza di fessure diagonali che si propagano sul pannello a partire dagli spigoli dell'apertura, fessure orizzontali ai lati del pannello ed una fessurazione compatibile con un meccanismo di taglio sull'architrave.

Durante i cicli a livello di drift 0.6% si riscontra un ulteriore sviluppo del quadro fessurativo presente, con una resistenza massima pari a 170 kN.

Il raggiungimento di una fase plastica vera e propria, in cui la forza si mantiene praticamente costantemente pari a 170 kN si ha a partire dall'imposizione dei cicli a livello di drift 1%. Il comportamento è maggiormente duttile rispetto alle precedenti prove, o, più precisamente, non si ha un degrado in termini di resistenza così evidente.

Riassumendo, quindi, i primi meccanismi di collasso osservati sono dovuti alla fessurazione a taglio in corrispondenza dell'architrave e sui due elementi murari verticali: le prime fessure si osservano allo 0.4% di drift e si accentuano durante i drift successivi.

Osservando il comportamento isteretico, è evidente che il degrado in forza da un drift all'altro non risulta così evidente come nei test precedenti.

Si ricorda che il diagramma forza – spostamento del sistema è stato depurato dai valori di scorrimento tra il cordolo e il muro. La risposta del muro risulta essere abbastanza simmetrico fino allo 0.6% di drift, dopodiché il comportamento torna ad essere antisimmetrico: dai diagrammi riportati di seguito, depurati dallo scorrimento cordolo-muro, si può notare come il comportamento isteretico sia simmetrico.

Infine, di primaria importanza è l'osservazione riguardante l'instabilità fuori piano, la quale risulta essere abbastanza evidenziata dopo l'1%, mentre la rotazione muro-fondazione è pressoché trascurabile.

il meccanismo principale di collasso è dato dal taglio sugli elementi murari verticali e sull'architrave.

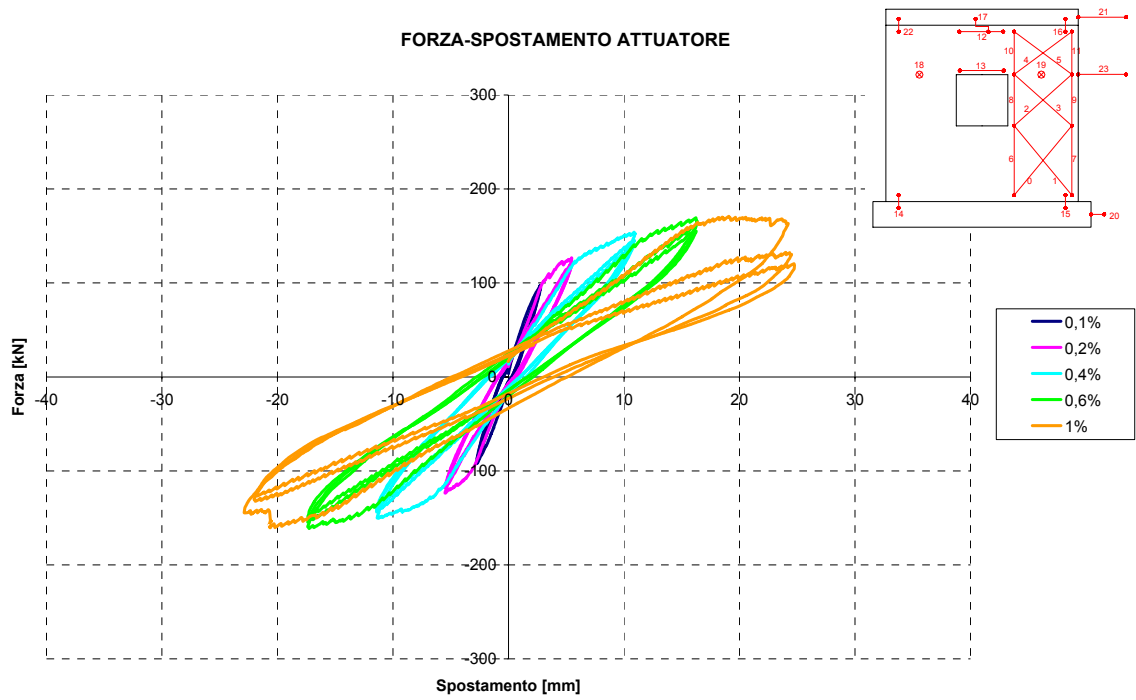


Figura 45 Test 5_Muro 3x3 Finestra_Assiale 150kN:cicli Forza-Spostamento attuatore 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6% e 1.0% (depurato)

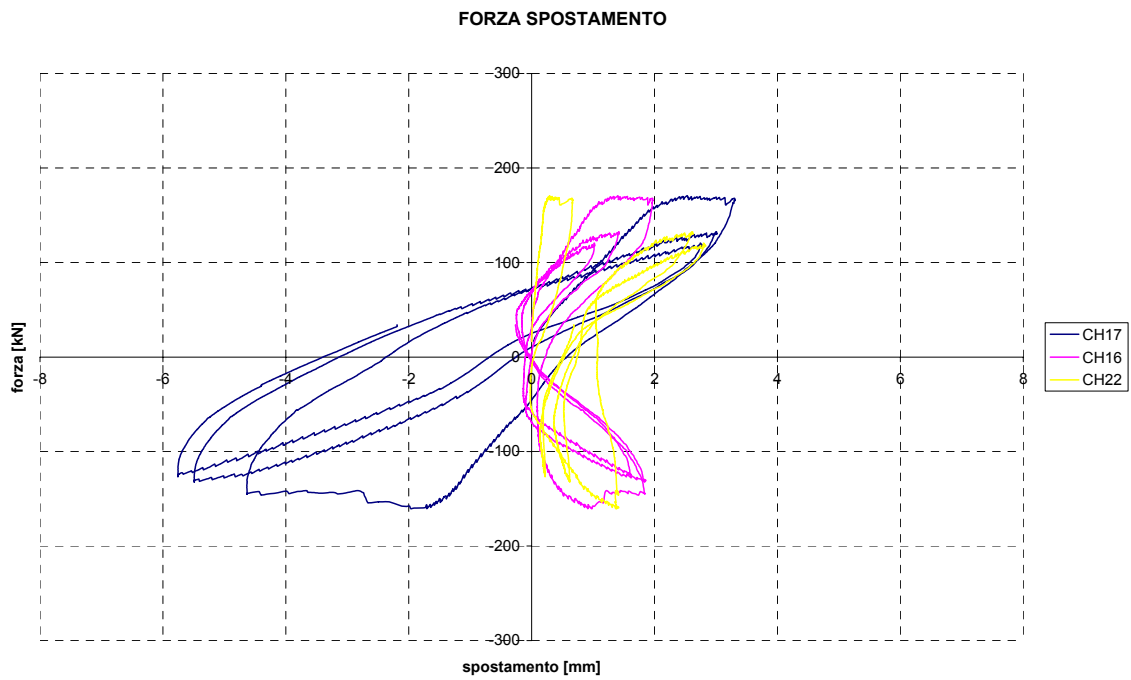


Figura 46 Test 5_Muro 3x3 Finestra_Assiale 150kN: cicli Forza-Spostamento in corrispondenza del cordolo a 1.0%

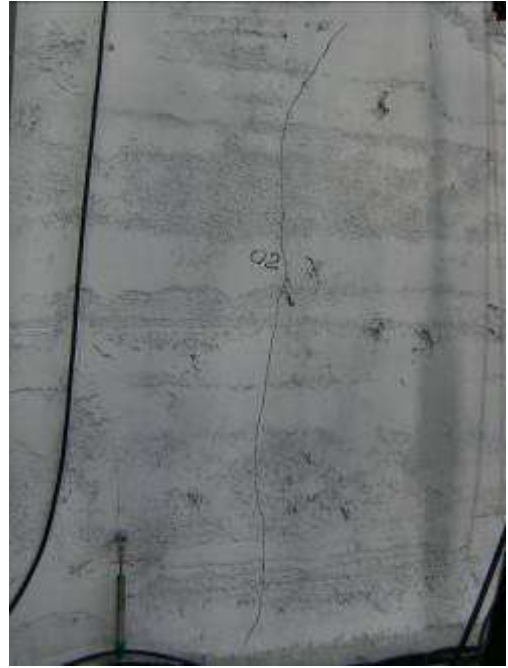


Figura 47 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.2%

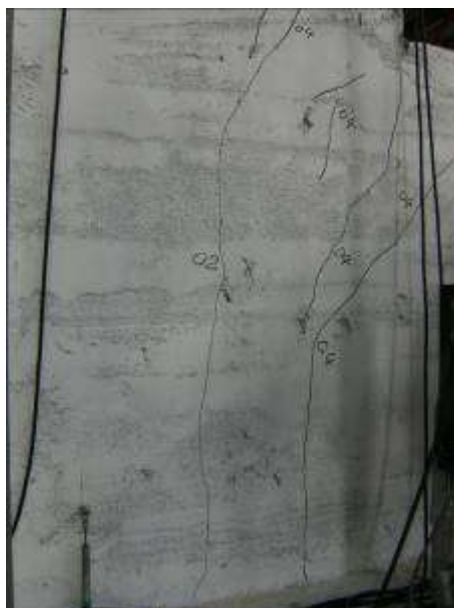


Figura 48 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.4%



Figura 49 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.6%



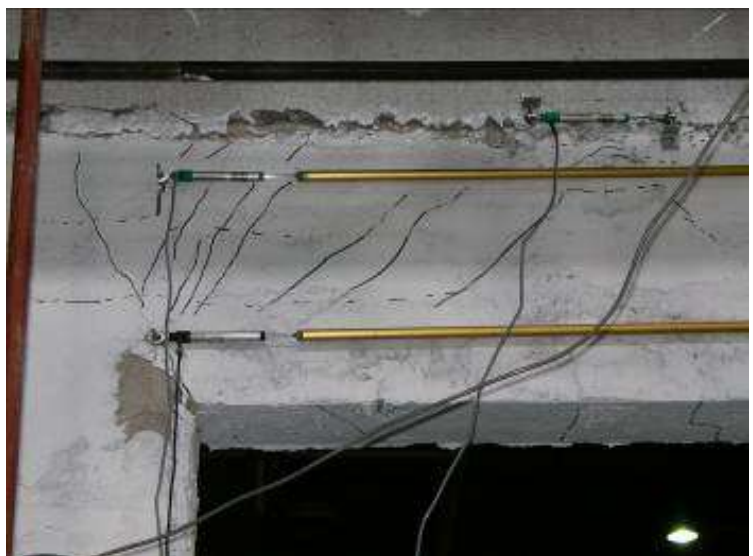
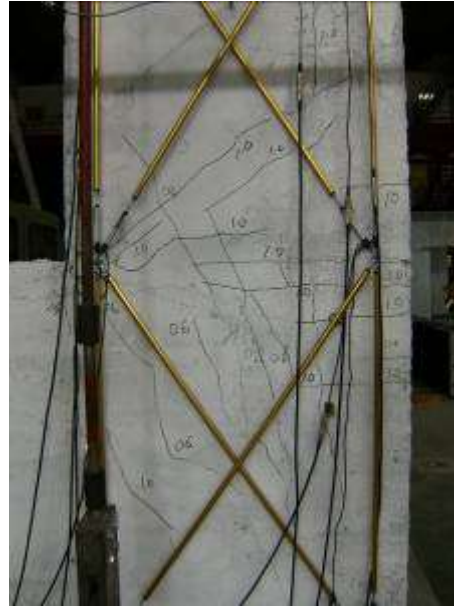


Figura 50 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 1.0%



Figura 51 Danneggiamento al termine della fase di carico e scarico a drift massimo 1.5%

4.8. Prova 6: pannello 3.0 x 3.0 m con finestra e assiale 300 kN

Il pannello di prova n. 6 è stato assoggettato ad un carico assiale pari a 300 kN con le stesse modalità di tutte le prove precedenti.

Questa prova ha fatto riscontrare esattamente lo stesso comportamento del provino gemello n. 5, ad eccezione:

- dei valori di resistenza (fino ad un massimo di 200 kN) associati ad ogni livello di drift imposto e giustificati dalla presenza di un carico assiale doppio rispetto alla prova precedente;
- della presenza di un modesto degrado di resistenza (circa il 10% della forza massima), in corrispondenza del drift 1.0%, giustificato da un meccanismo non completamente sviluppato di taglio che coinvolge gli elementi murari verticali a lato dell'apertura e la zona di architrave, ma soprattutto dalla rottura a compressione del calcestruzzo negli spigoli inferiori del muro, con associata l'instabilizzazione dell'armatura di richiamo proveniente dalla fondazione.

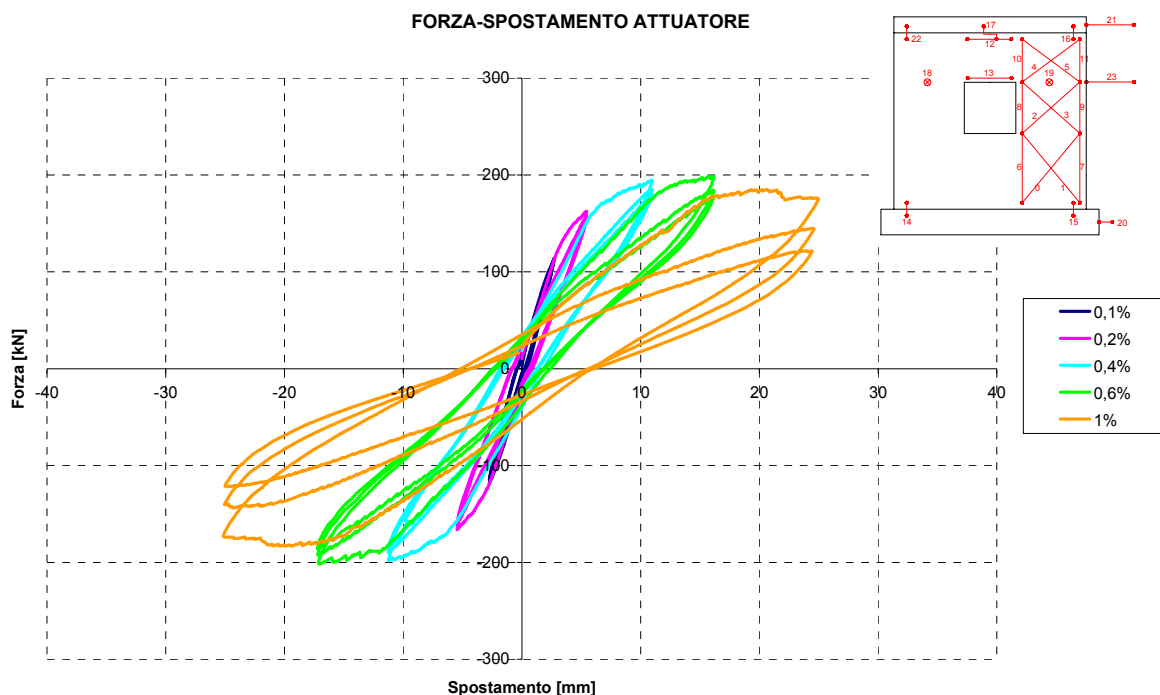


Figura 52 Test 6_Muro 3x3 Finestra_Assiale 300kN: cicli Forza-Spostamento attuatore 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6% e 1.0% (depurato)



Figura 53 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.1%



Figura 54 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.2%

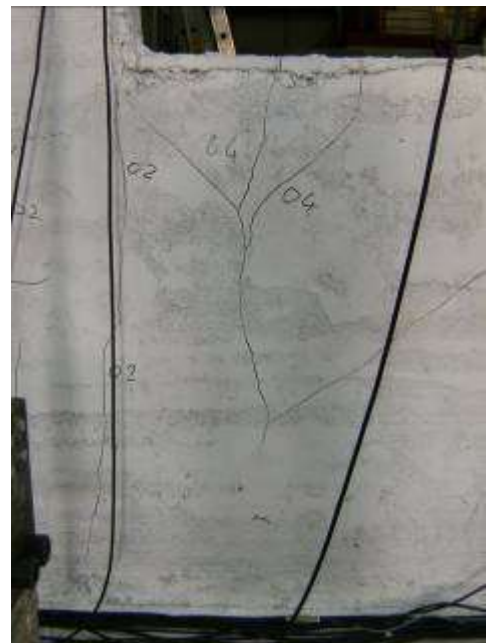
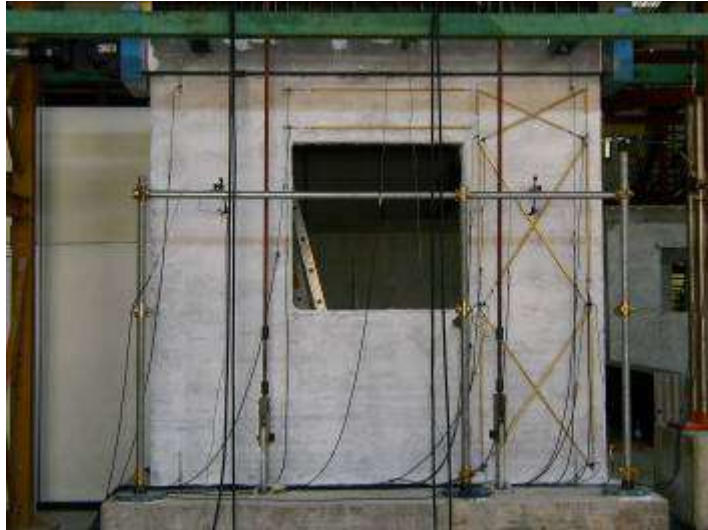


Figura 55 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.4%

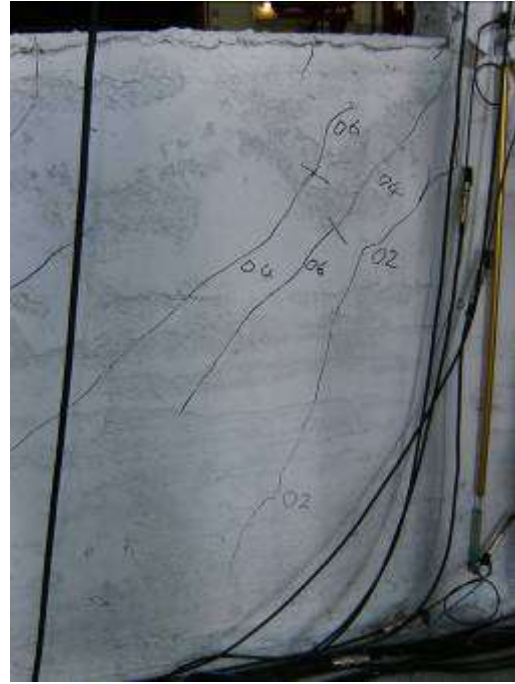
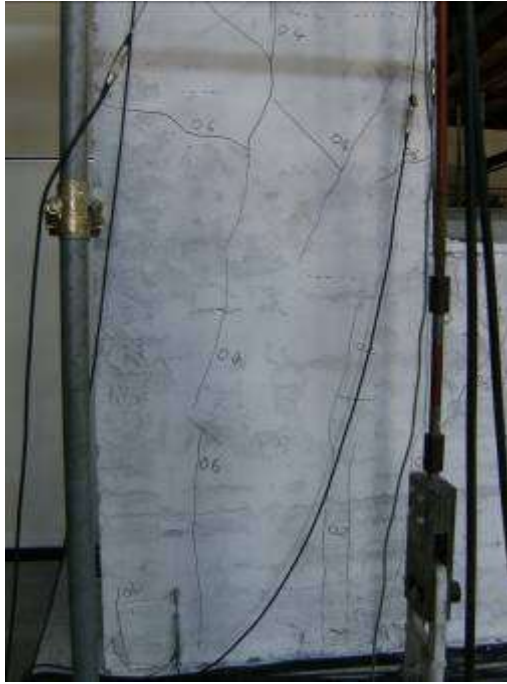


Figura 56 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.6%



Figura 57 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 1.0%

4.9. Smorzamento viscoso equivalente

Lo smorzamento viscoso equivalente è calcolato con le stesse modalità indicate per le precedenti prove 1 e 2. Si ricorda che nei grafici seguenti è rappresentato lo smorzamento viscoso equivalente calcolato come somma dello smorzamento viscoso elastico (assunto costantemente pari a 5%) e dello smorzamento isteretico.

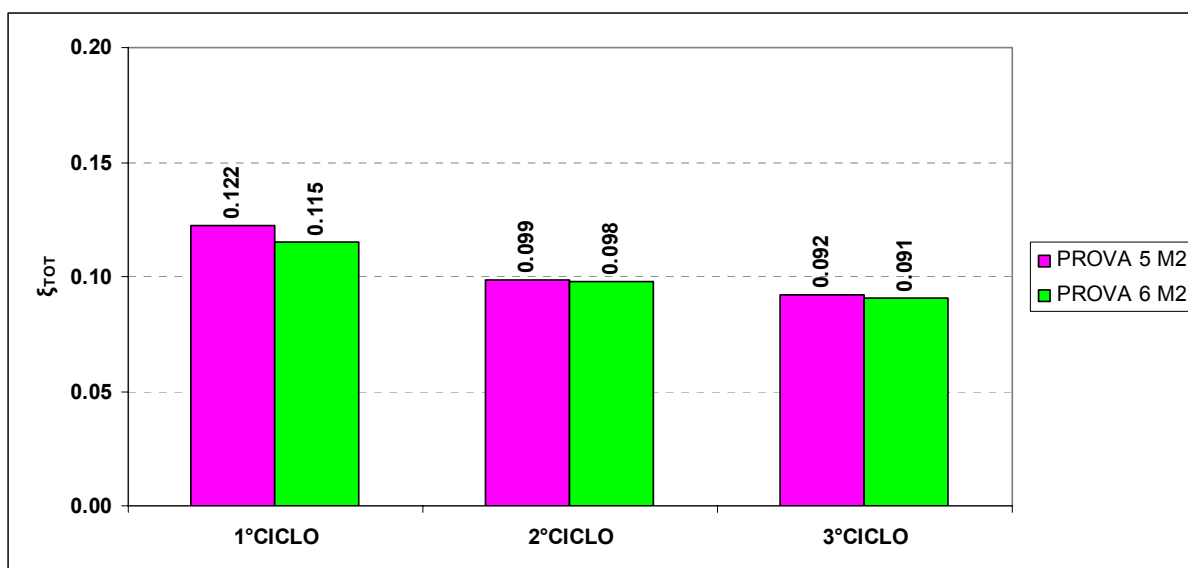


Figura 58 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.1%

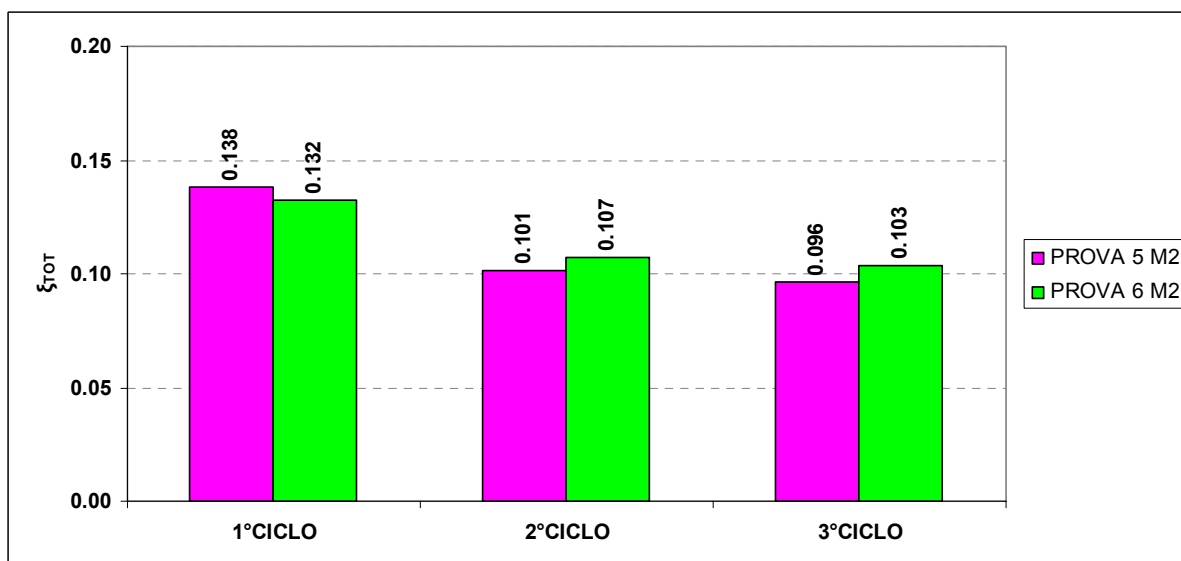


Figura 59 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.2%

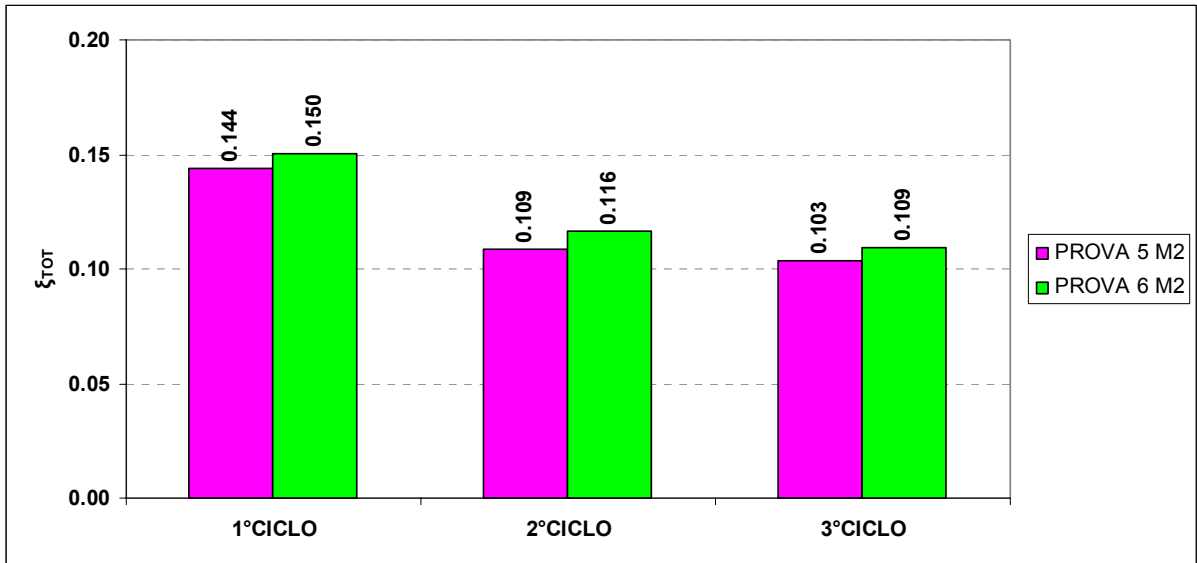


Figura 60 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.4%

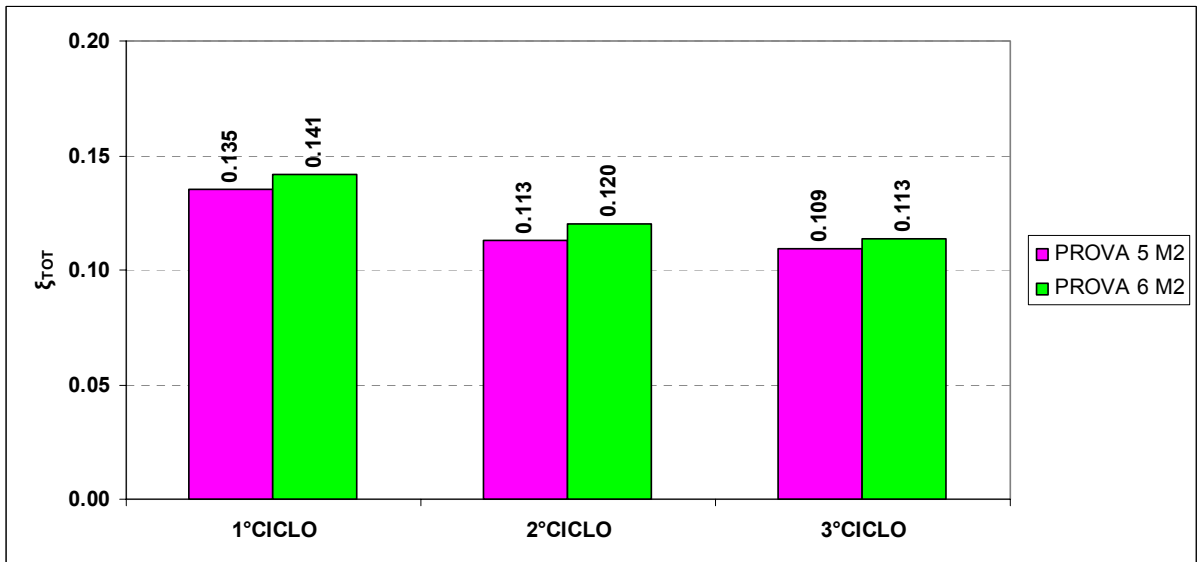


Figura 61 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.6%

4.10. Prova 3: pannello 3.0x3.0 m con porta e carico assiale 150 kN

Il primo provino di dimensioni 3.0 m x 3.0 m caratterizzato dalla presenza di una porta posizionata in mezzeria, è testato con un carico assiale di 150 kN, secondo le modalità già descritte per i provini precedentemente esaminati.

Le prime due serie di prove sono caratterizzate da una risposta pseudo-lineare e non hanno fatto riscontrare un danneggiamento apprezzabile visivamente. Le resistenze massime associate rispettivamente ai drift 0.1% e 0.2% sono pari a 90 kN e 130 kN.

La risposta non lineare, e quindi un danneggiamento più significativo, si manifestano a partire dal drift 0.4%. La resistenza massima è pari a 150 kN ed il quadro di danneggiamento associato è caratterizzato dalla presenza di fessure orizzontali ai lati del muro passanti nello spessore ed in alcuni casi anche nel polistirene, da fessure diagonali a partire dagli spigoli dell'apertura, e da fessure verticali che si estendono a partire dalla base del provino.

Nei cicli successivi a drift massimo 0.6% e 1%, il quadro fessurativo evolve dando luogo a un meccanismo a taglio dell'architrave, ad una instabilizzazione delle barre verticali di ripresa alla base di un setto, così come il parziale sfilamento delle stesse quando il lato di muro interessato è sollecitato a trazione ed infine ad una rottura del calcestruzzo per compressione negli spigoli inferiori esterni del muro. La resistenza non incrementa più rispetto a quanto registrato durante il drift 0.4%.

La rotazione muro – fondazione è relativamente accentuata rispetto ai precedenti provini.

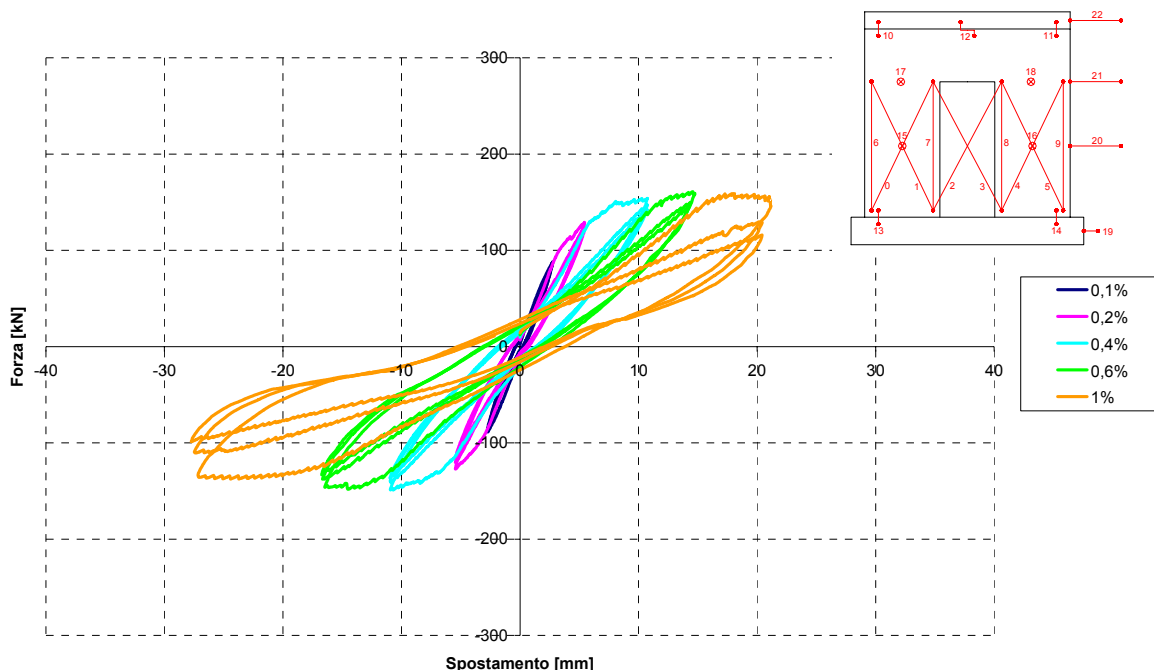


Figura 62 Test 3_Muro 3x3 Porta_Assiale 150kN:cicli Forza-Spostamento attuatore 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6% e 1.0% (depurato)

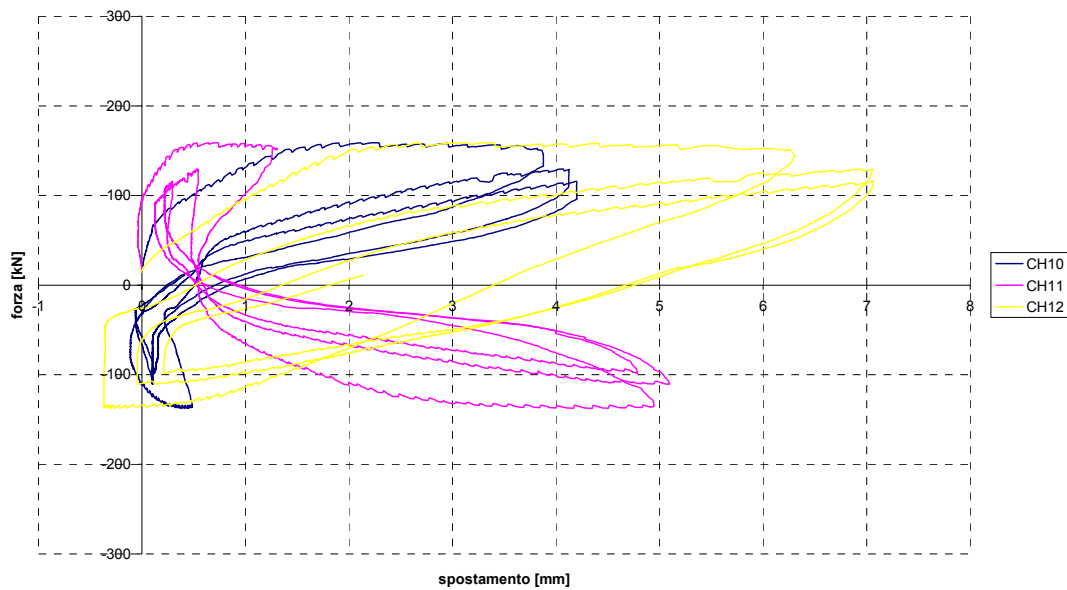


Figura 63 Test 3_Muro 3x3 Porta_Assiale 150kN: cicli Forza-Spostamento in corrispondenza del cordolo a 1.0%



Figura 64 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.1%



Figura 65 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.2%

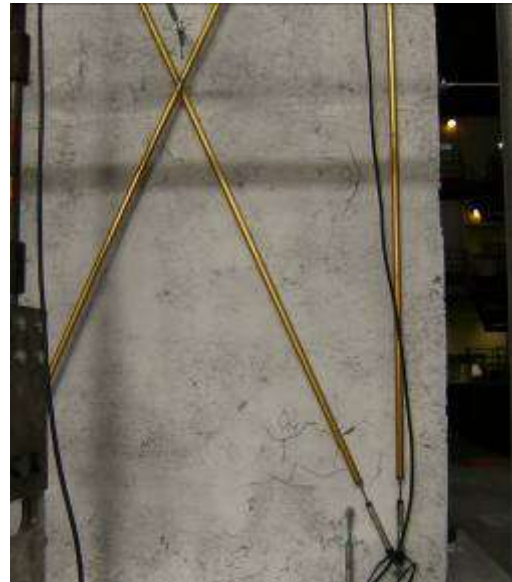
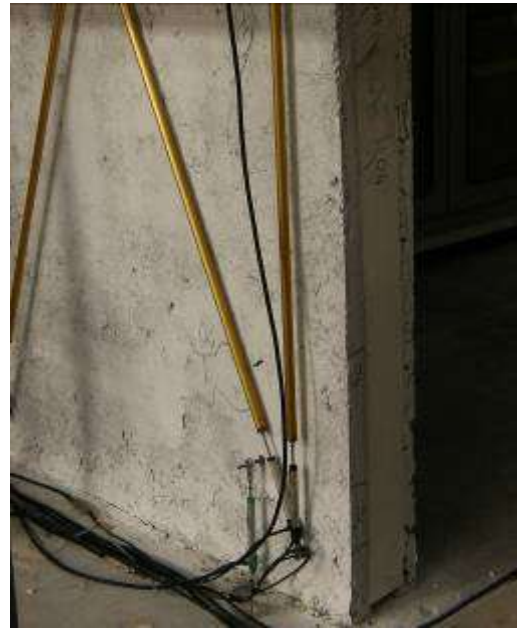


Figura 66 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.4%

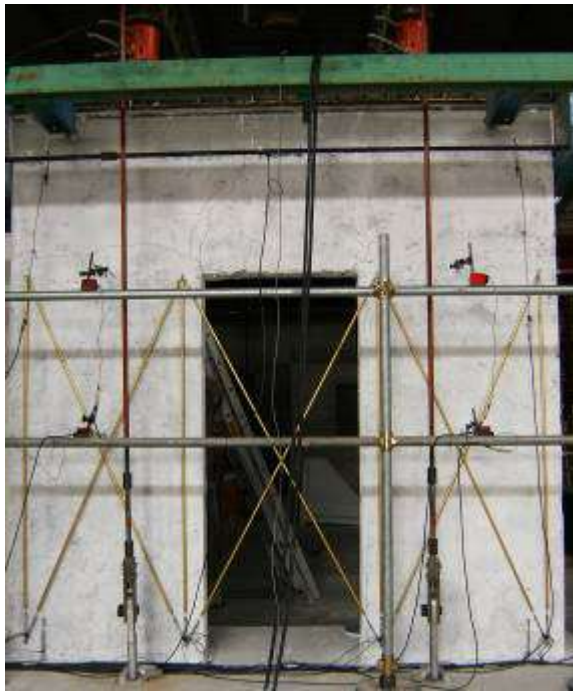
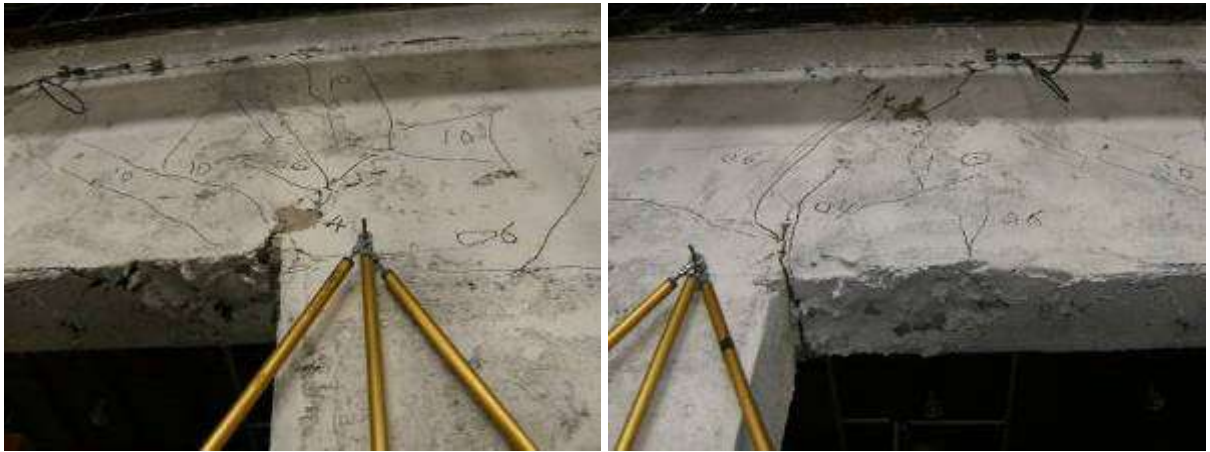


Figura 67 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.6%



**Figura 68 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 1.0%
(in corrispondenza dello spigolo superiore della porta)**



**Figura 69 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 1.0%
(in corrispondenza della base)**



**Figura 70 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 1.0%
(lungo lo spessore del muro)**



**Figura 71 Danneggiamento al termine dell'imposizione
di un ciclo di carico e scarico a livello di drift 1.5%**

4.11. Prova 4: pannello 3.0x3.0 m con porta e carico assiale 300 kN

Nel secondo test di questa tipologia di muro, durante il quale viene incrementato il carico assiale fino a 300 kN, si osservano gli stessi meccanismi di collasso del precedente.

Si evidenzia, in particolare, la riduzione dello scorrimento tra cordolo e muro, mentre la rotazione tra muro e fondazione, così come lo sfilamento delle barre risulta essere più pronunciato rispetto al caso avente carico assiale pari a 150 kN.

In fase iniziale, precisamente in corrispondenza del drift 0.2%, è stata riscontrata l'espulsione del copriferro per effetto dell'instabilizzazione in compressione di una barra di ripresa ancorata nella fondazione.

In conclusione, la seguente osservazione riscontrabile in letteratura (Paulay & Priestley, 1992) può essere d'interesse generale per tutti i muri esaminati: in un muro snello fortemente inflesso, in corrispondenza del lato in trazione possono instaurarsi fessure che attraversano l'intero spessore. All'inversione del carico, tali fessure non necessariamente si richiudono e tendono a sollecitare la sola armatura a compressione, ma mediante una forza non baricentrica. Questo meccanismo favorisce ed accentua l'eventuale instabilizzazione in compressione fuori piano.

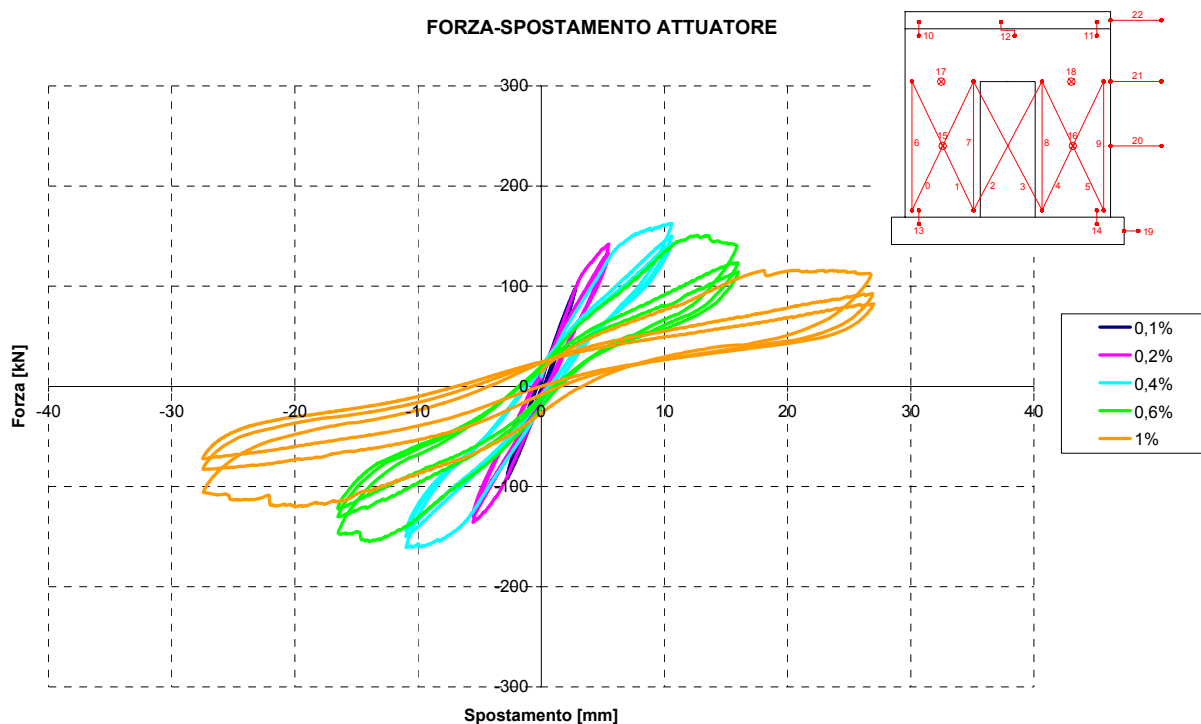


Figura 72 Test 4_Muro 3x3 Porta_Assiale 300kN: cicli Forza-Spostamento attuatore 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6% e 1.0% (depurato)

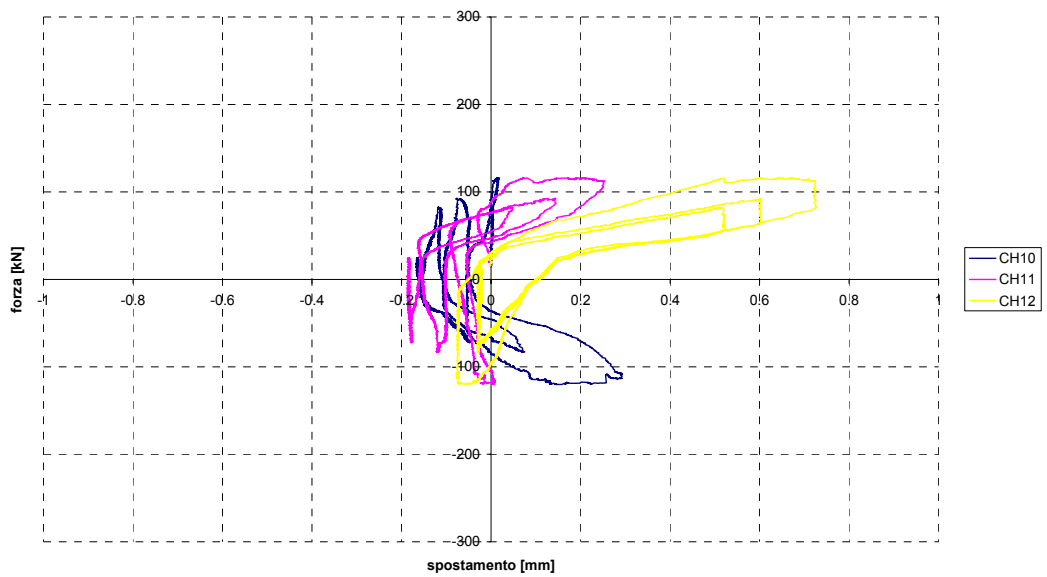


Figura 73 Test 4_Muro 3x3 Porta_Assiale 300kN: cicli Forza-Spostamento in corrispondenza del cordolo a 1.0%



Figura 74 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.1%



Figura 75 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.2%



Figura 76 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.4%



Figura 77 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 0.6%



Figura 78 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 1.0% (quadro globale e danneggiamento in corrispondenza degli spigoli della porta)

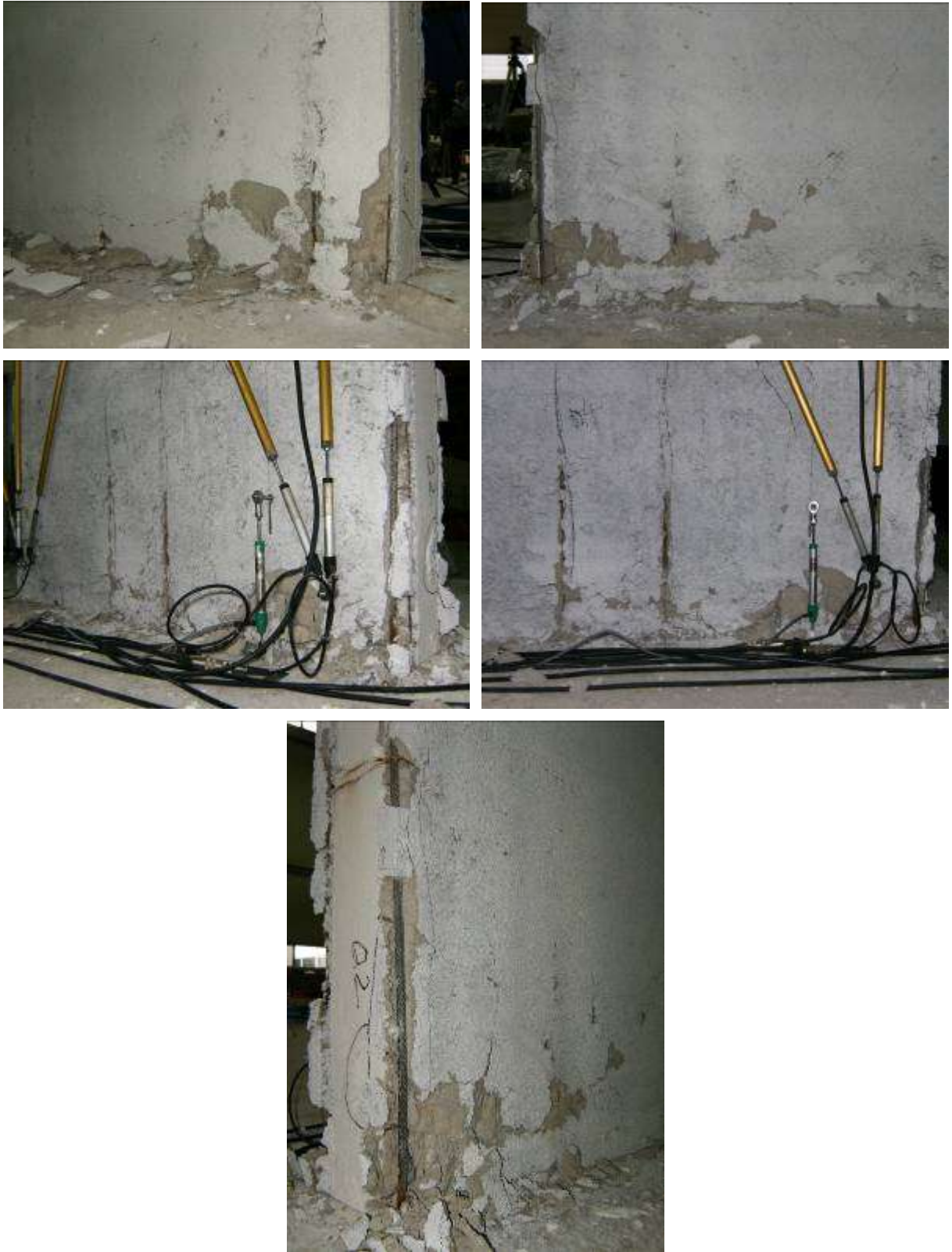


Figura 79 Danneggiamento al termine dell'imposizione dei tre cicli a livello di drift 1.0% (alla base del muro)

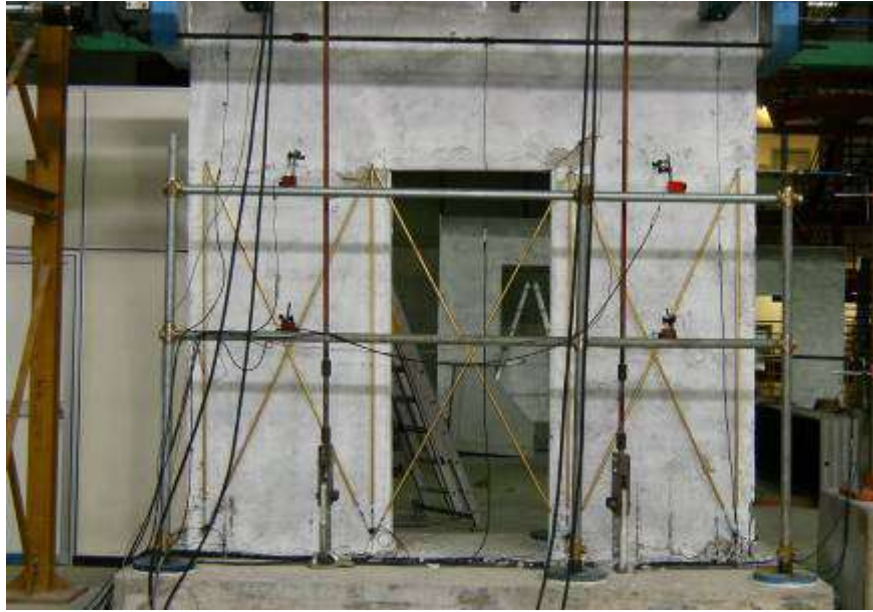


Figura 80 Danneggiamento al termine dell'imposizione di un ciclo di carico e scarico a livello di drift 1.5% (quadro generale e danneggiamento in corrispondenza degli spigoli della porta)



Figura 81 Danneggiamento al termine dell'imposizione di un ciclo di carico e scarico a livello di drift 1.5% (alla base del muro)

4.12. Smorzamento viscoso equivalente

Lo smorzamento viscoso equivalente è calcolato con le stesse modalità indicate per le precedenti prove 1 e 2. Si ricorda che nei grafici seguenti è rappresentato lo smorzamento viscoso equivalente calcolato come somma dello smorzamento viscoso elastico (assunto costantemente pari a 5%) e dello smorzamento isteretico.

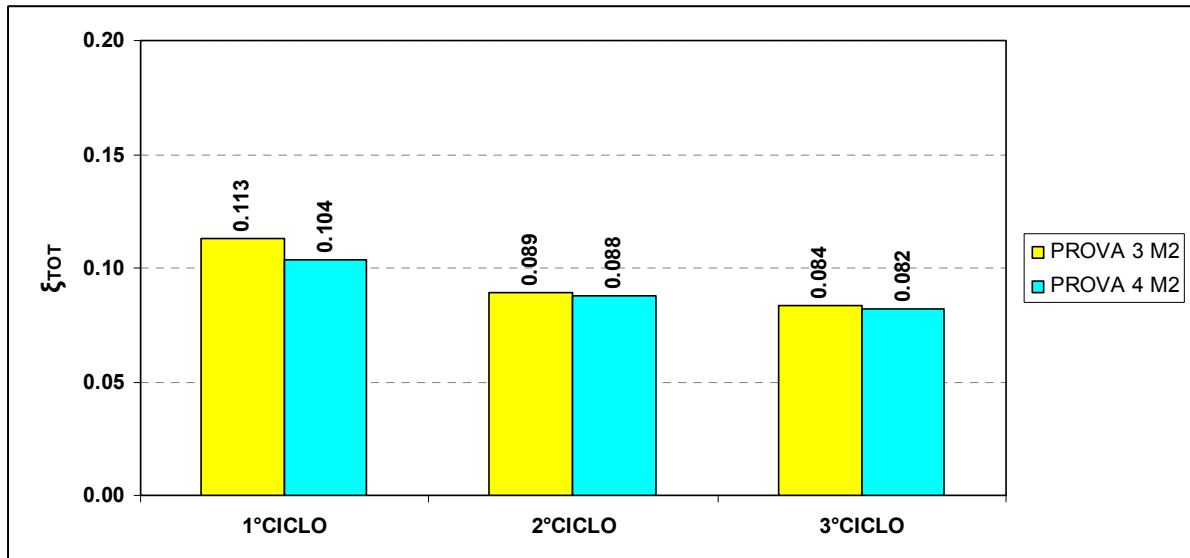


Figura 82 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.1%

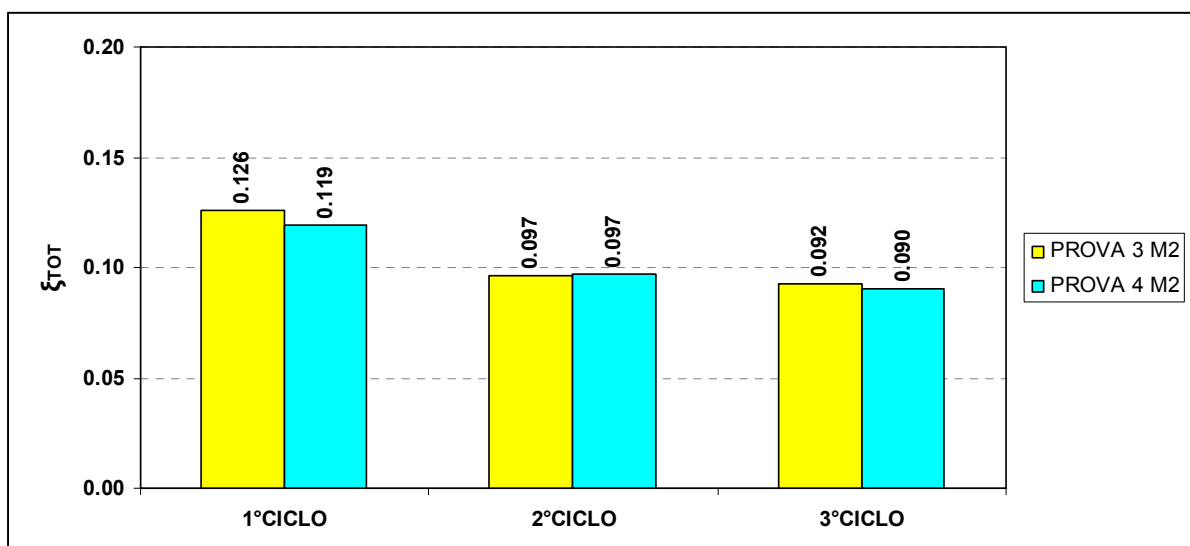


Figura 83 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.2%

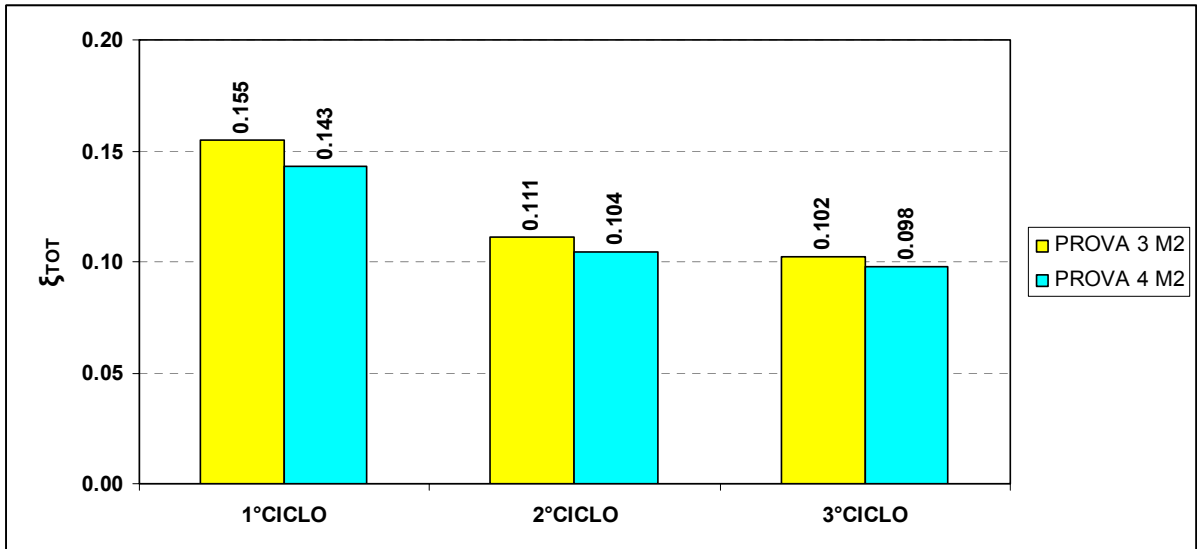


Figura 84 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.4%

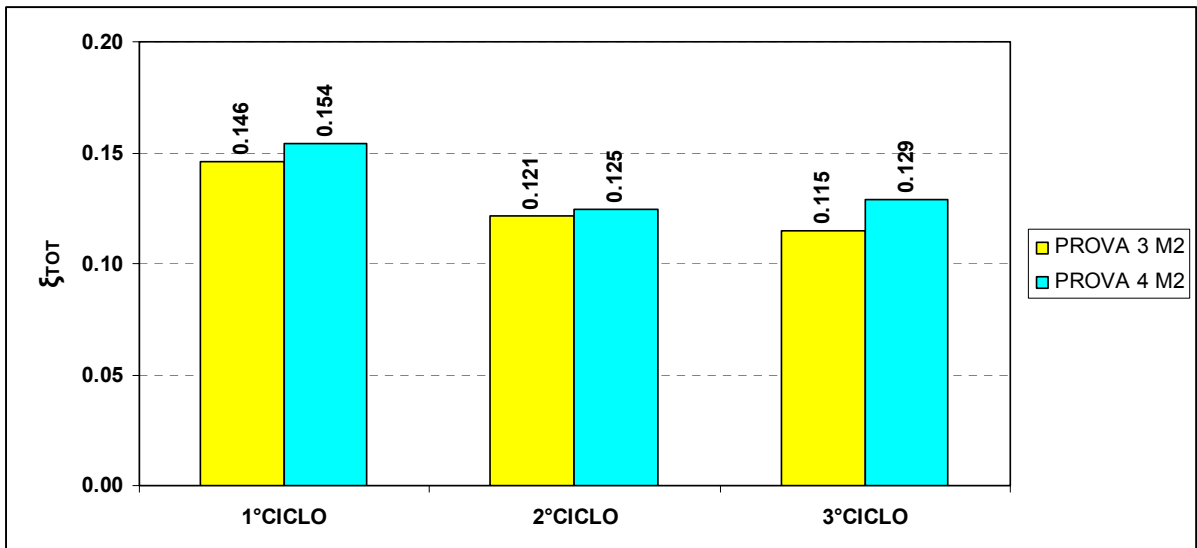


Figura 85 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.6%

5. Confronti

Si riportano di seguito i confronti diretti dei valori di smorzamento viscoso equivalente calcolati per ogni singolo ciclo imposto durante ciascuna prova.

Si ricorda che le prove 1 e 2 hanno riguardato i pannelli 3 m x 3 m senza aperture, mentre le prove 7 e 8 sono associate ai pannelli 4 m x 3 m senza aperture. Le prove 3 e 4 sono relative ai pannelli con finestra, le prove 5 e 6 ai pannelli con porta.

In tutti i casi, la prima delle due prove gemelle effettuata è caratterizzata dal carico assiale minimo (150 kN), la seconda dal carico assiale massimo (300 kN).

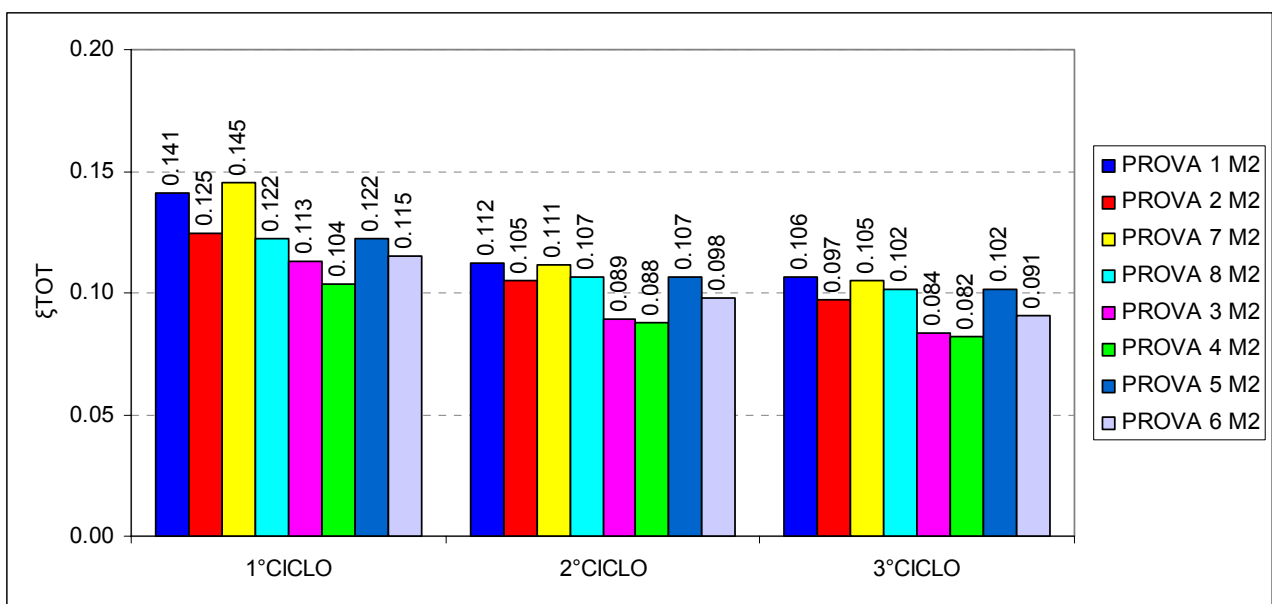


Figura 86 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.1%

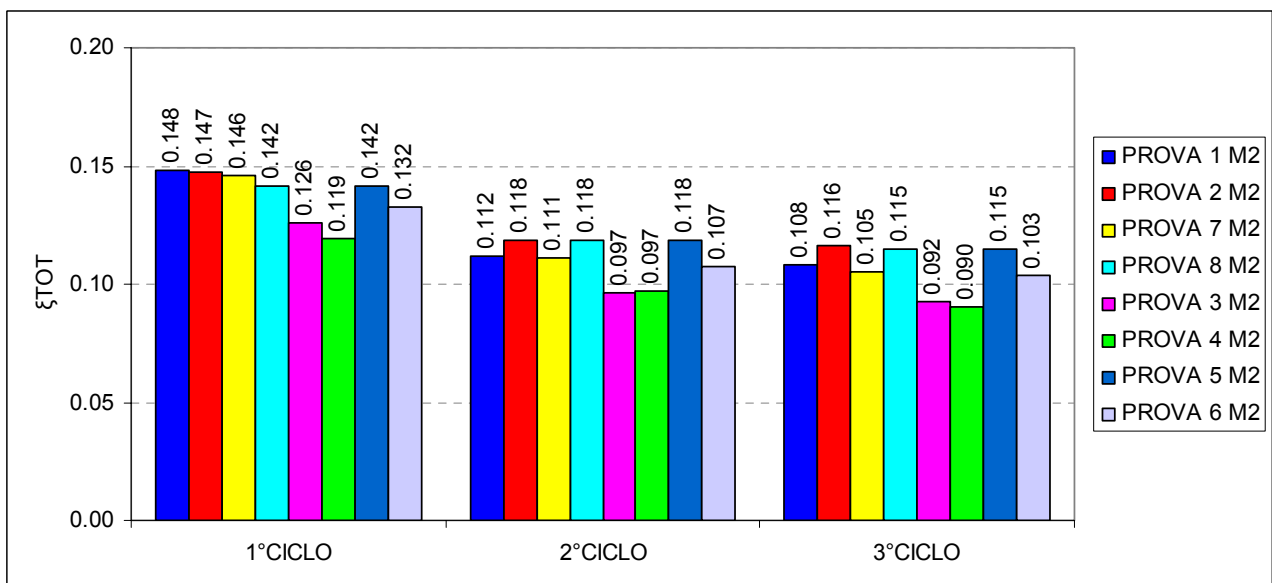


Figura 87 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.2%

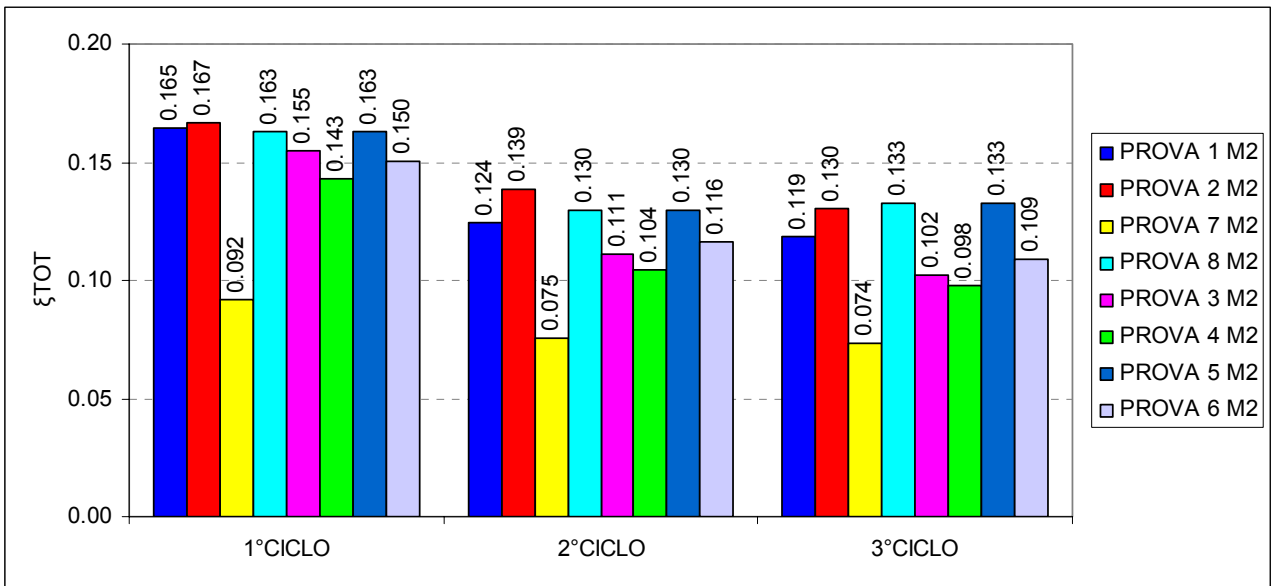


Figura 88 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.4%

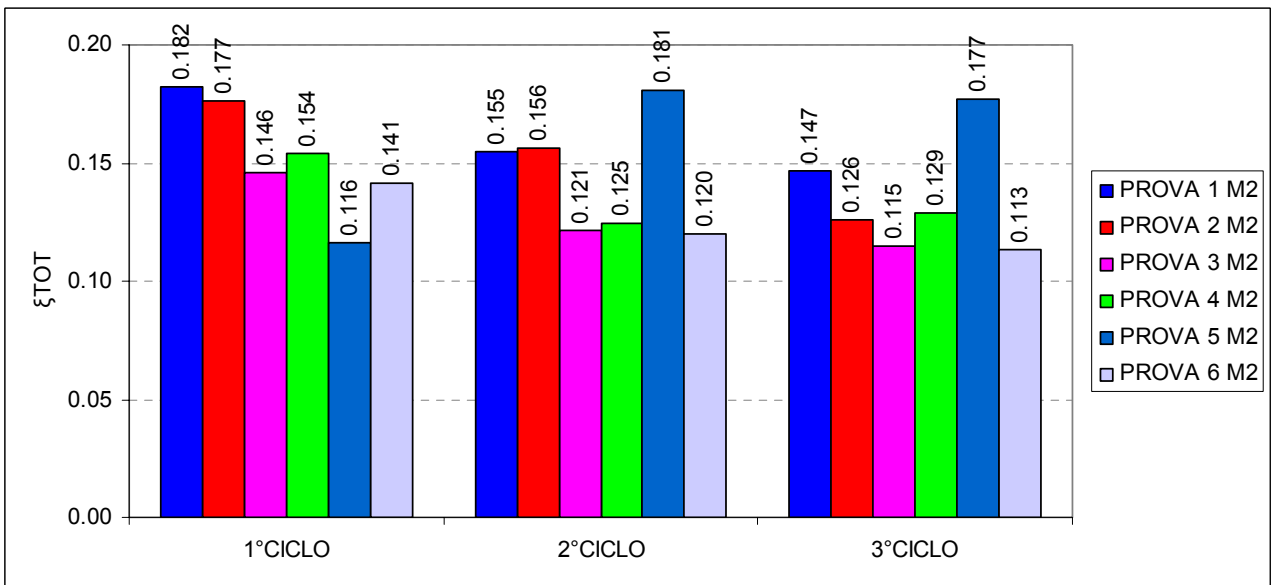


Figura 89 Confronto degli smorzamenti totali a drift 0.6%

6. Prime considerazioni riguardanti la valutazione del fattore di struttura

Un'accurata valutazione del fattore di struttura è in fase di svolgimento ed avverrà mediante l'esecuzione di analisi di tipo push-over dopo aver modellato più configurazioni di interi edifici pluripiano. I muri costituenti tali edifici saranno rappresentati da modelli ad elementi finiti le cui caratteristiche verranno tarate in funzione dei risultati ottenuti mediante le prove sperimentali.

Nei seguenti grafici sono rappresentate le bilineari equivalenti calcolate in base all'involuppo sperimentale della risposta taglio alla base – spostamento in sommità dei singoli muri. La bilinearizzazione è effettuata mediante il seguente criterio:

- la forza P_{m0} è calcolata come il 90% della resistenza massima
- il ramo elastico parte dall'origine ed interseca la curva sperimentale ad un valore pari al 75% di P_{m0}
- il ramo successivo è considerato perfettamente plastico e calcolato in modo tale da conservare l'energia assorbita (cioè somma dell'energia dissipata e di quella restituita in scarico) valutata in base alla curva sperimentale.
- il ramo plastico è caratterizzato da uno spostamento ultimo corrispondente al raggiungimento di un apprezzabile degrado di resistenza ($\geq 30\%$ della resistenza massima)

Nella tabella sottostante, invece, sono riassunti valori delle grandezze di input oppure ricavate dalla bilinearizzazione effettuata. In particolare A e H sono l'area della sezione orizzontale e l'altezza dei muri. P_{ms} e P_{m0} sono rispettivamente la resistenza massima ed il 90% della stessa, d_r è lo spostamento di snervamento calcolato sulla bilineare equivalente. K è la rigidezza del muro secante allo snervamento, μ è la duttilità in spostamento.

Tabella 6-1 Riassunto delle grandezze relative alle bilineari equivalenti determinate in base ai risultati sperimentali

	A [m ²]	H [m]	P_{ms} [kN]	P_{m0} [kN]	$0.75 \cdot P_{m0}$ [kN]	d_R [mm]	K [kN/m]	μ
test 1	0.21	3.00	211.08	189.97	142.48	3.44	55173	3.30
test 2			257.40	231.66	173.74	3.48	66476	2.34
test 3			160.27	144.24	108.18	3.85	37442	4.06
test 4			162.47	146.23	109.67	3.21	45604	3.26
test 5			170.78	153.70	115.28	3.89	39540	4.76
test 6			198.30	178.47	133.85	3.51	50827	3.52
test 7			344.31	309.88	232.41	11.57	26778	2.10
test 8			407.63	366.86	275.15	4.26	86169	2.80

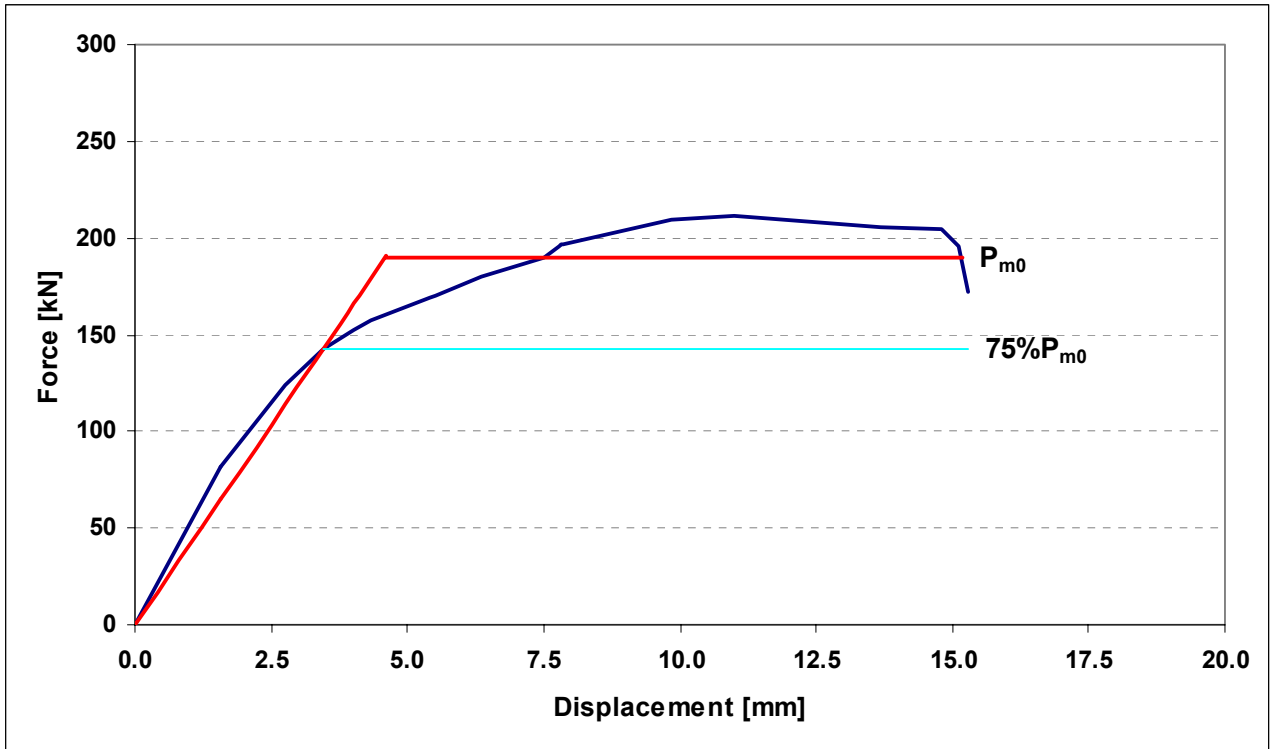


Figura 90 Bilineare test 1_Muro 3x3 senza aperture_Assiale 150kN

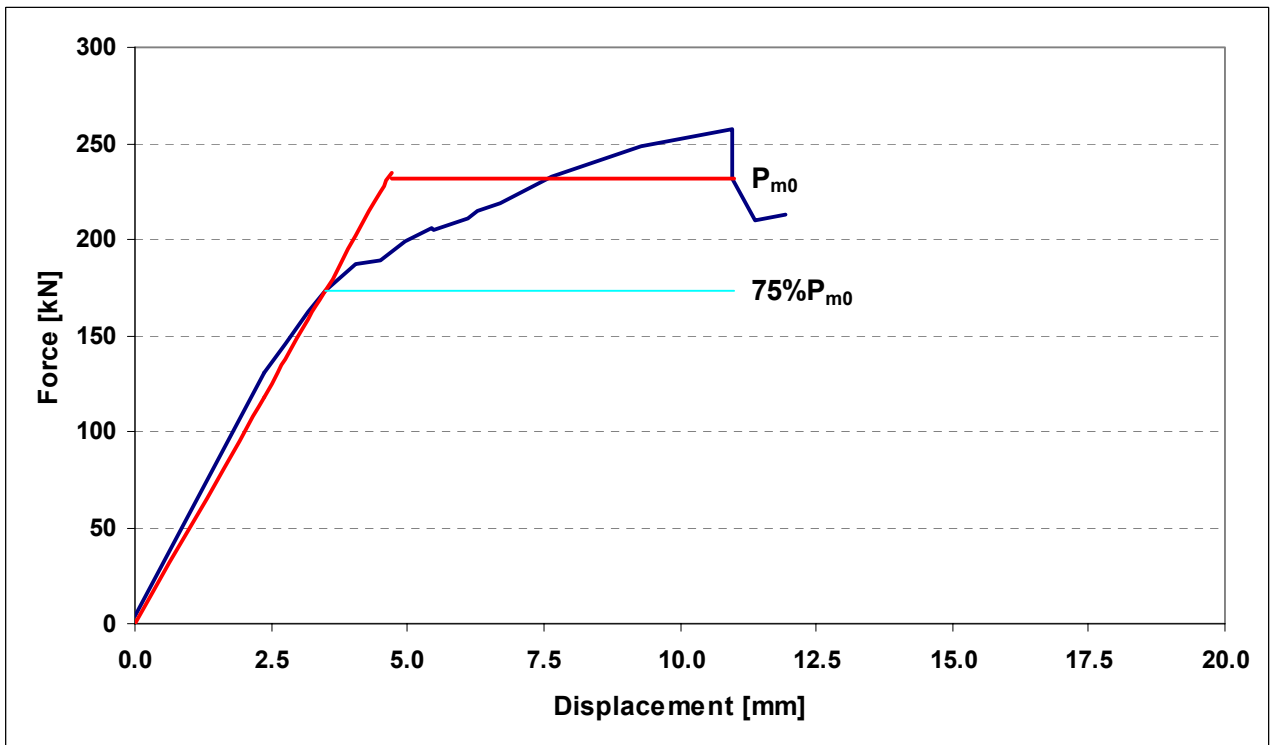


Figura 91 Bilineare test 2_Muro 3x3 senza aperture_Assiale 300kN

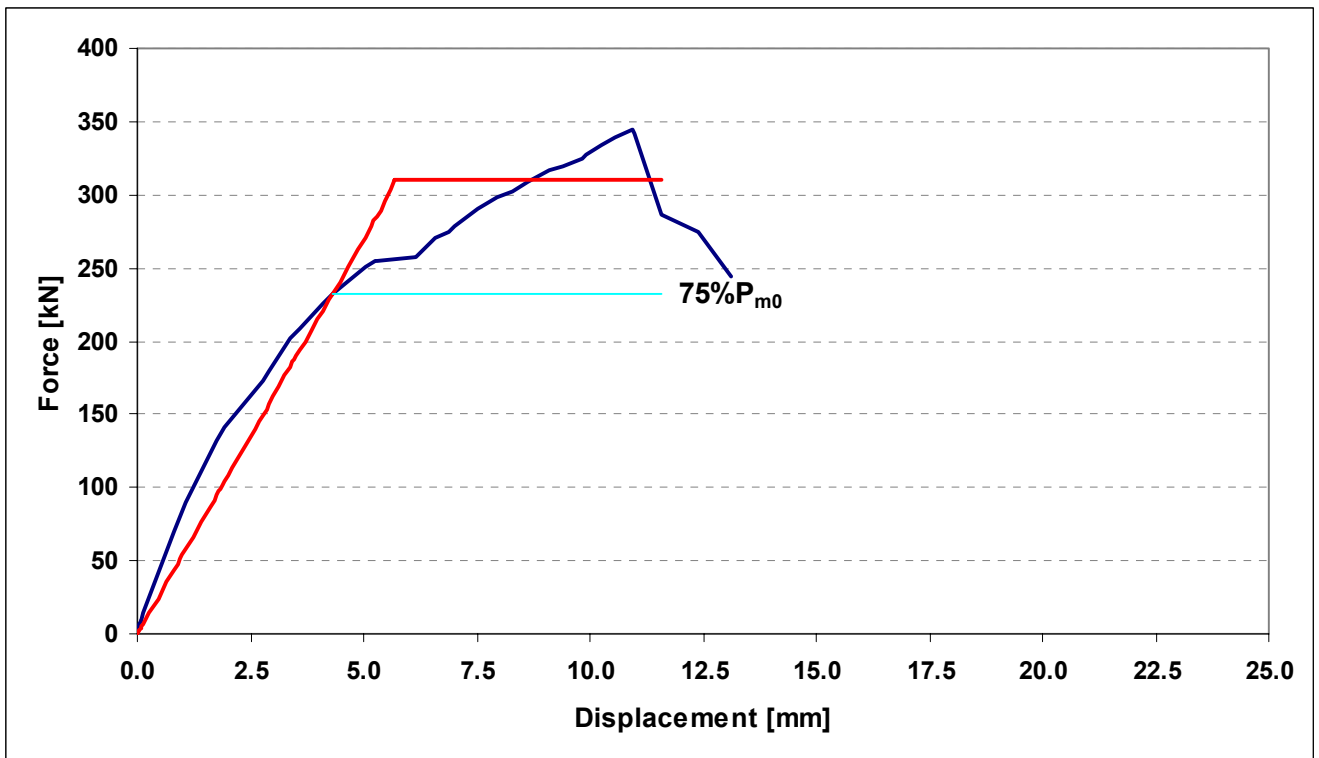


Figura 92 Bilineare test 7_Muro 4x3 senza aperture_Assiale 150kN

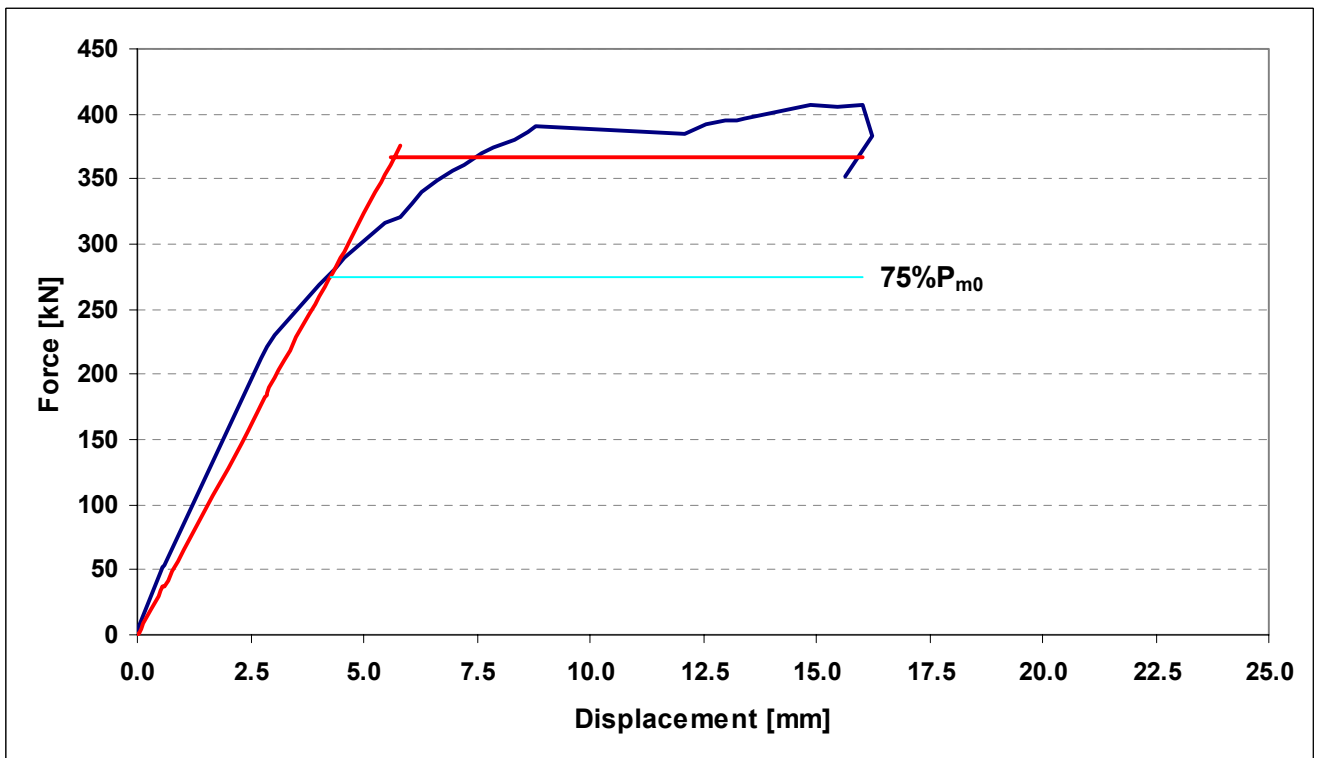


Figura 93 Bilineare test 8_Muro 4x3 senza aperture_Assiale 300kN

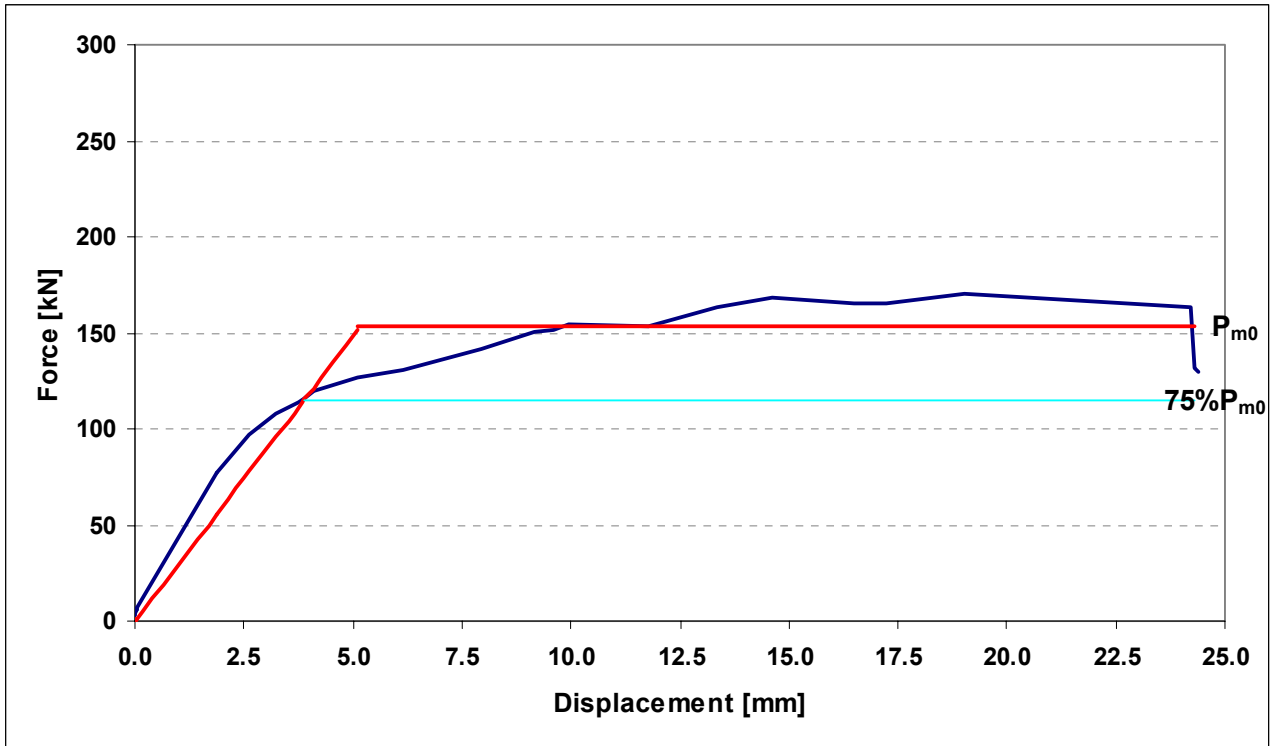


Figura 94 Bilineare test 3_Muro 3x3 Finestra_Assiale 150kN

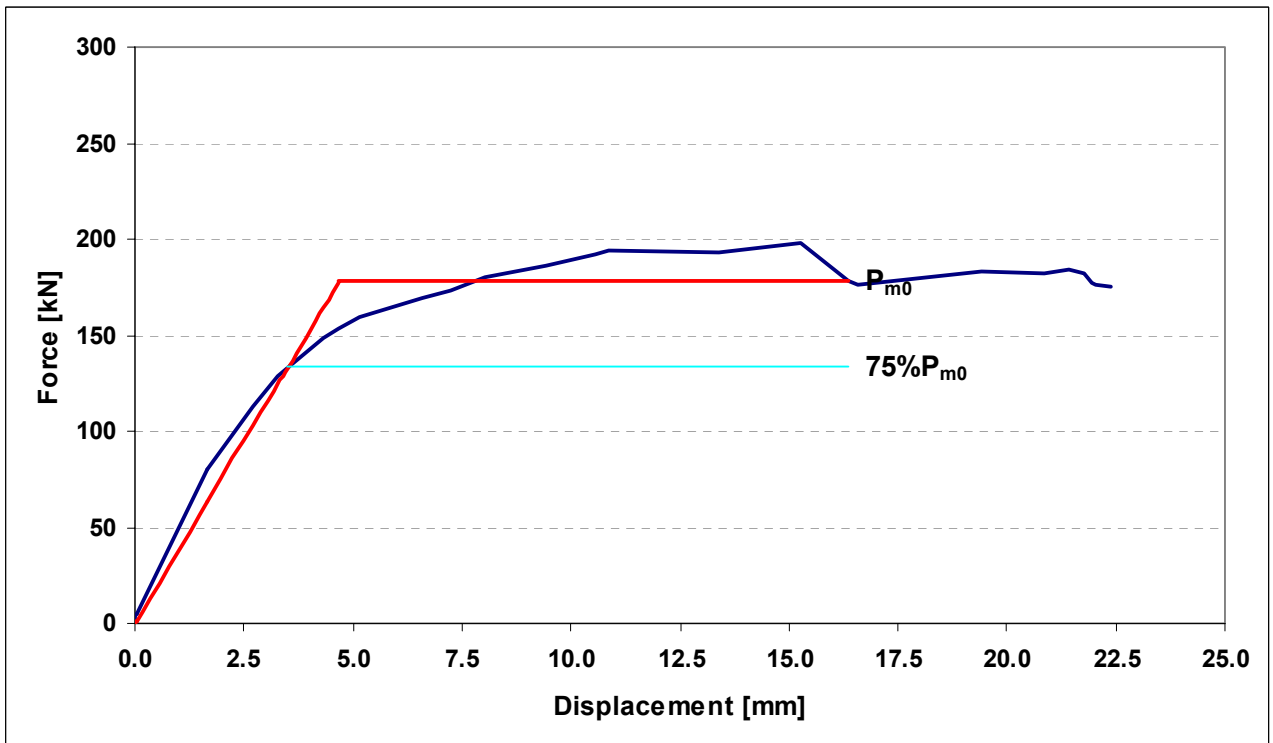


Figura 95 Bilineare test 4_Muro 3x3 Finestra_Assiale 300kN

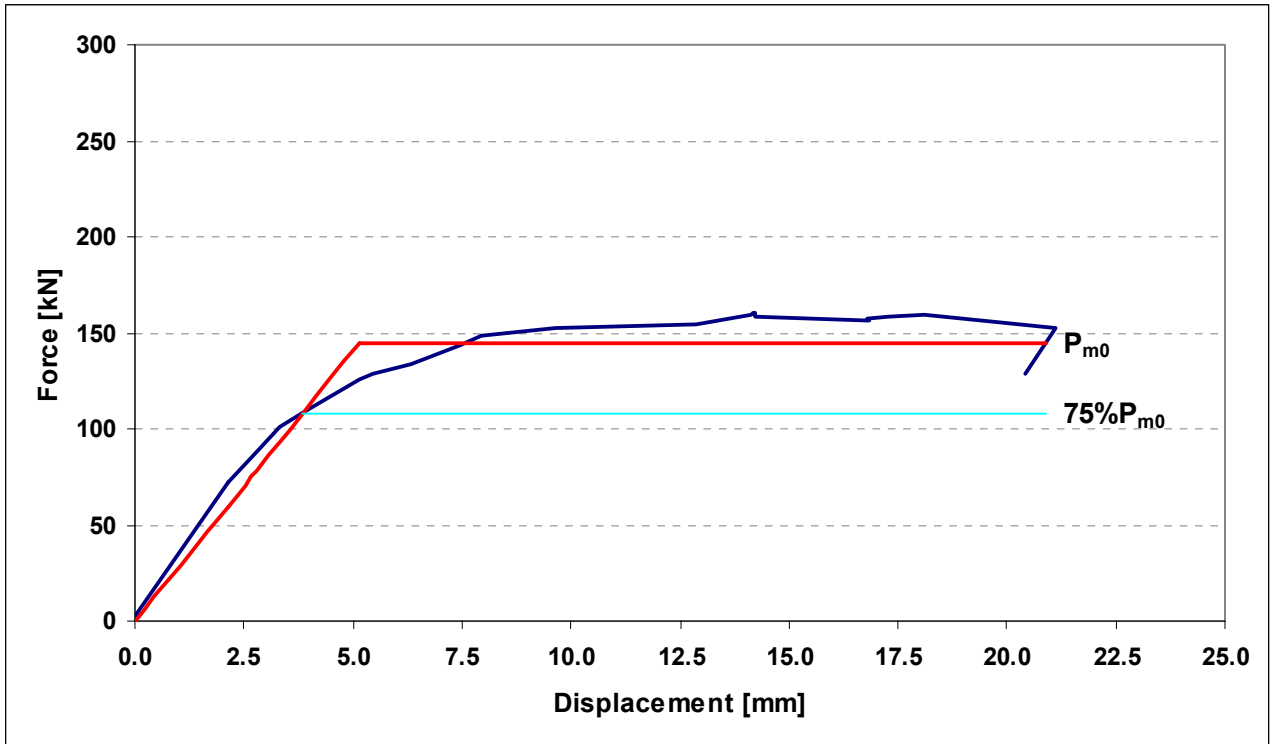


Figura 96 Bilineare test 5_Muro 3x3 Porta_Assiale 150kN

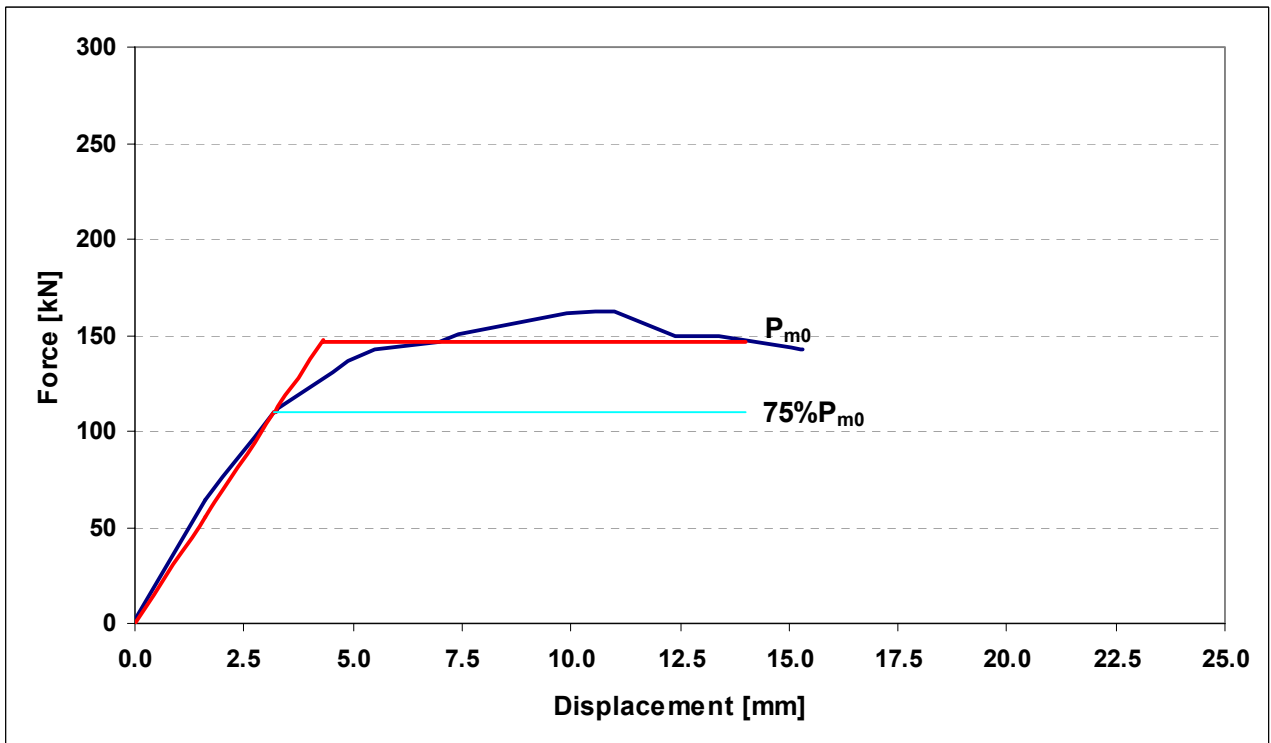


Figura 97 Bilineare test 6_Muro 3x3 Porta_Assiale 300kN

Come precedentemente indicato, il fattore di struttura verrà determinato mediante una procedura rigorosa che richiederà la modellazione e l'analisi di più configurazioni di interi edifici pluripiano.

Una preliminare ed immediata stima diretta, anche se potenzialmente conservativa, può essere effettuata mediante il seguente metodo semplificato.

Ricordando che il fattore di struttura può essere considerato il prodotto dato da un valore di base q_0 moltiplicato per il coefficiente di sovra resistenza γ_R , tale metodo semplificato consente una prima stima del solo valore base q_0 di un edificio a partire dalla conoscenza della duttilità μ del singolo muro.

Le ipotesi semplificative di partenza sono:

- l'edificio è composto da muri aventi le stesse caratteristiche
- si suppone un meccanismo di rottura mediante piano debole alla base.

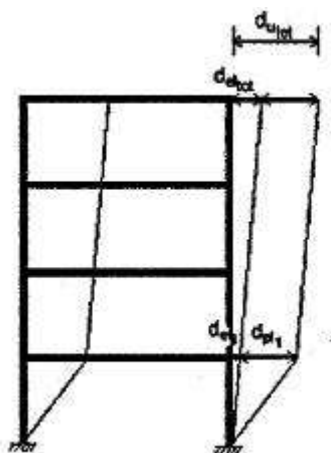


Figura 98 Esempio di meccanismo di piano debole alla base di un edificio

I passaggi da effettuare sono i seguenti:

Fattore di struttura (valore di riferimento q_0 amplificato mediante il fattore di sovraresistenza γ_R)

$$q = q_0 \cdot \gamma_R$$

Duttilità strutturale μ_s calcolata in funzione della duttilità di un muro μ , del numero di piani della struttura n e dell'uniformità dell'altezza interpiano ($k = 1$ per altezza interpiano costante oppure >1)

$$\mu_s = \frac{\mu - 1}{k \cdot n} + 1$$

Fattore di struttura (valore di riferimento q_0 in funzione della duttilità strutturale)

$$q_0 = \sqrt{2\mu_s - 1}$$

Tabella 6-2 Valore di base q_0 calcolato per edifici da 1 a 4 piani composti rispettivamente dai muri senza aperture 3 m x 3 m o dai muri senza aperture 4 m x 3 m.

N. Piani	q_0 (muro 3x3 m)	q_0 (muro 4x3 m)	q_0 medio
1	2.14	1.97	2.05
2	1.67	1.56	1.62
3	1.48	1.40	1.44
4	1.38	1.31	1.35

Tabella 6-3 Valore di base q_0 calcolato per edifici da 1 a 4 piani composti dai muri senza aperture esaminati nelle prove sperimentali descritte.

N. Piani	q_0
1	2.05
2	1.62
3	1.44
4	1.35

7. Appendice A

7.1. Muri strutturali tozzi

I muri strutturali aventi un rapporto tra altezza h_w e lunghezza l_w minore di 2 o 3 (Figura 99) sono largamente utilizzati negli edifici di modesta altezza come elementi resistenti alle forze sismiche.

Essi sono anche utilizzati in strutture molto alte, dove forniscono un maggiore contributo di resistenza alle forze laterali quando questi si estendono solamente per pochi piani sopra il livello delle fondazioni.

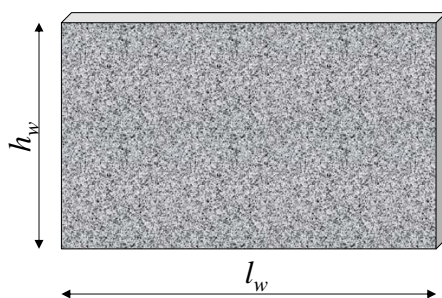


Figura 99 – Muro portante tozzo (rapporto di taglio $h_w / l_w < 4$)

Sulla base delle caratteristiche della loro risposta, i muri tozzi si distinguono in tre categorie:

- 1- *Muri elastici*. In edifici di altezza modesta la resistenza potenziale di questi muri può essere così grande da manifestare una risposta completamente in campo elastico durante il terremoto di maggiore intensità per una data località. La maggior parte di questi muri appartiene a questa categoria.
- 2- *Muri caratterizzati da meccanismo di rocking*. In molti casi i muri tozzi potrebbero fornire una forza resistente laterale primaria mentre sono soggetti a una forza verticale relativamente bassa. In tali casi la capacità di resistenza del muro alle forze laterali potrebbe essere limitata mediante l'accoppiamento con altri sistemi stabilizzanti o con una cura particolare delle fondazioni. Secondo un possibile approccio progettuale esistente, ma non ancora completamente collaudato (Paulay & Priestley, 1975), consente a tali muri di oscillare su fondazioni specificamente progettate, con una resistenza flessionale e a taglio più grande di quella corrispondente al caso con "overturning" o rocking. Questo assicura azioni elastiche nel muro.

3- *Muri duttili*. In molti casi, muri tozzi, con fondazioni di adeguata resistenza per prevenire il ribaltamento, non possono essere praticamente progettati per rispondere elasticamente a un prefissato livello di scuotimento del terreno. In questi casi è necessario sviluppare una considerevole duttilità. Questa terza categoria di muri tozzi necessita di un rapido esame. Questi muri usualmente si presentano in edifici di altezza modesta, dove pochi muri devono resistere alle forze d'inerzia orizzontali totali agenti sull'edificio senza pervenire a meccanismi di rocking. In edifici intelaiati multipiano la maggior parte della forza di taglio dovuta al sisma necessita di essere trasferita dagli elementi strutturali verticali e orizzontali alla parete strutturale che si estende solamente per pochi piani sopra lo spiccato delle fondazioni.

Ci sono casi in cui la resistenza flessionale dei muri tozzi è talmente grande che è difficile confrontarla con la corrispondente resistenza a taglio. Muri di questo tipo possono rompersi a taglio. Va riconosciuto che una rottura di questo tipo può essere accettata purché la risposta del muro sia associata a una domanda di duttilità molto minore di quella considerata per il più snello dei muri facenti parte di una struttura.

7.1.1. Risposta flessionale e distribuzione dell'armatura

Sebbene l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane potrebbe essere largamente violata nei muri tozzi in pieno regime flessionale, quando la maggior parte delle armature è snervata e perciò indipendente dagli errori nel calcolo delle deformazioni, l'errore che si commette può non essere grande. Di conseguenza l'approccio standard utilizzato per predire la resistenza flessionale può essere verosimilmente soddisfacente per il progetto dei muri tozzi.

L'armatura verticale uniformemente distribuita teoricamente conduce a più basse duttilità in curvatura allo stato limite ultimo, ma questa disposizione è preferibile perché si traduce in una maggiore resistenza flessionale nella zona in compressione e in un miglioramento delle condizioni di resistenza a taglio per attrito e per effetto perno, caratteristiche che sono significative per rilevare la resistenza per scorrimento a taglio.

Con livelli di azione assiale bassi, in muri tozzi, la riduzione della duttilità in curvatura con armatura distribuita non è significativa. Potenziali fattori di duttilità associati a deformazioni del calcestruzzo pari a 0.004 nella fibra estrema possono soddisfare la domanda di duttilità attesa durante la risposta sismica.

In corrispondenza della risposta sismica massima, la deformazione in compressione della fibra estrema è probabilmente minore di 0.003, comportando solamente moderati sforzi di compressione nel calcestruzzo. Questo è positivo perché, come risultato della trasmissione di una

grande forza di taglio, il calcestruzzo nella zona in compressione è soggetto a severe condizioni di sforzo.

7.1.2. Meccanismo di resistenza a taglio

A causa delle dimensioni (rapporto altezza – larghezza), delle condizioni al contorno e della forza di taglio applicata ai muri tozzi, i meccanismi di resistenza a taglio utilizzati per le travi in calcestruzzo armato non sono completamente applicabili. In particolare, a parte il contributo delle armature a taglio orizzontali, una significativa porzione del taglio introdotto alla sommità del muro incastrato alla base è trasmessa direttamente alle fondazioni da diagonali compresse.

Si possono distinguere i seguenti meccanismi di rottura:

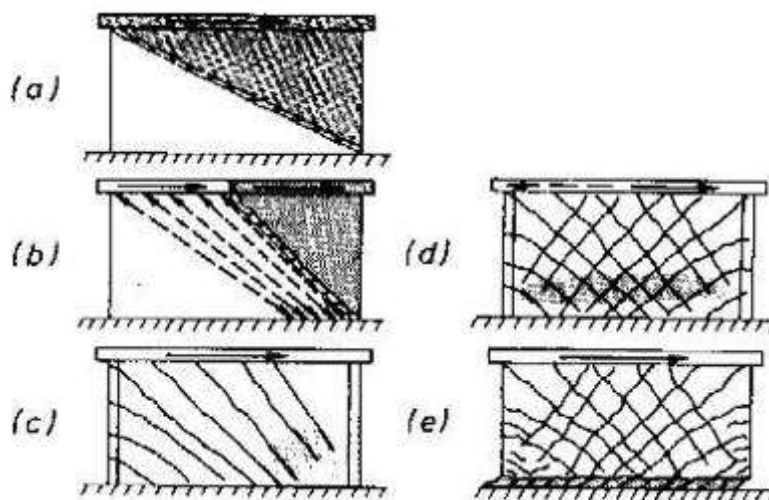


Figura 100 – Meccanismi di collasso a taglio in muri tozzi: a) b) formazione del piano di collasso e meccanismo di trazione diagonale, c) d) meccanismo di compressione diagonale su muri con flange di estremità, che si propaga anche nella zona interna, e) meccanismo per scorrimento (Paulay & Priestley, 1992)

1- *Collasso per trazione lungo la diagonale.* Quando l'armatura a taglio orizzontale è insufficiente si sviluppa un piano di rottura lungo la diagonale del muro. Dato che la tensione nella diagonale è significativamente influenzata dal modo in cui la forza è introdotta alla sommità del muro, è necessario fare attenzione nel valutare questo modo di rottura in varie situazioni progettuali.

La rottura lungo la diagonale si può anche sviluppare lungo piani di rottura più ripidi. Se è disponibile un percorso per trasferire la forza di taglio al resto del muro questa diagonale di rottura non necessariamente ha come esito il collasso.

- 2- *Collasso per compressione della diagonale.* Quando lo sforzo di taglio medio lungo la sezione del muro è elevato e un'adeguata armatura orizzontale di rinforzo a taglio è stata disposta, il calcestruzzo può rompersi sotto compressione lungo la diagonale. Questo è comune in muri con sezioni dotate di travi di bordo o flange, i quali possono avere elevata resistenza flessionale. Quando sono applicati carichi ciclici alla sommità del muro, si sviluppano due serie di fessure diagonali dovute a taglio, la rottura per compressione si può avere per bassi valori di forza tagliante. Le fessure diagonali che si producono indeboliscono progressivamente la sezione. Spesso lo schiacciamento del calcestruzzo si propaga rapidamente lungo l'intera lunghezza del muro. La rottura per compressione della diagonale si traduce in genere in irreparabili perdite di resistenza e deve essere evitato nella progettazione di pareti duttili. Limiti sullo sforzo di taglio massimo alla resistenza flessionale del muro sono volti ad assicurare che la rottura per compressione a taglio non riduca la risposta duttile.
- 3- *Meccanismo di taglio per scorrimento.* Limitando lo sforzo di taglio e assicurando un'adeguata armatura a taglio orizzontale, il collasso per azione tagliante dovuto alla compressione o alla trazione lungo la diagonale del muro può essere evitato, come sottolineato precedentemente. Ci si può attendere che le deformazioni inelastiche richieste per la dissipazione dell'energia siano originate prevalentemente dalle deformazioni di post-snervamento generate nell'armatura di rinforzo verticale. Comunque, dopo un certo numero di cicli di spostamento che provocano un significativo snervamento dell'armatura di rinforzo flessionale, lo spostamento per scorrimento può verificarsi alla base o lungo le fessure, formando un percorso di taglio continuo e approssimativamente orizzontale. Questo spostamento per scorrimento è responsabile di una significativa riduzione della rigidità, in particolare in corrispondenza di forze di bassa intensità all'inizio delle escursioni di spostamento. Come conseguenza l'energia dissipata è ridotta.

Controllo del taglio dovuto allo scorrimento

Nei muri tozzi le rotture solitamente si formano alla base in corrispondenza dei vincoli; in questi punti è necessario che venga trasferito il momento. Di conseguenza, il trasferimento del taglio lungo il piano critico di scorrimento è ristretto all'armatura verticale del muro e nella parte compressa della zona inflessa, dove avranno luogo l'apertura e la chiusura ciclica delle fessure.

Alcuni test hanno dimostrato l'effetto dannoso dell'eccessivo scorrimento a taglio, e invece un marcato miglioramento della risposta quando si usano delle armature diagonali che attraversano il piano di scorrimento per ridurre gli spostamenti e aumentare la resistenza nei confronti dello scorrimento a taglio.

Domanda in duttilità

Alcuni test (Park & Paulay, 1975) hanno dimostrato che finché le fessure hanno ampiezza molto ridotta, in accordo con il comportamento elastico delle armature, il flusso delle sollecitazioni di taglio è sopportato sostanzialmente dall'effetto di ingranamento degli inerti piuttosto che dalla diagonale in trazione o in compressione. Per questo motivo lo scorrimento a taglio non è un fattore che determina il progetto della risposta elastica di pareti strutturali.

Tuttavia, quando durante un terremoto il muro supera il punto di snervamento, il trasferimento delle sollecitazioni di taglio è limitato alle sole zone alternativamente compresse della sezione del muro. In tali zone, pari ad una frazione della sezione del muro, le sollecitazioni raggiungono concentrazioni molto più elevate che nel caso di pura risposta elastica. La progressiva evoluzione del danneggiamento ed il repentino degrado delle prestazioni del muro, in particolare della capacità di resistere al taglio per attrito, è da porre in relazione al numero di cicli post-elastici ed al livello di spostamento raggiunto nell'ambito del singolo ciclo. La necessità di controllare il meccanismo di scorrimento è tanto più importante quanto più è elevata la duttilità richiesta.

Il rapporto di degrado di resistenza R_d può essere ricavato mettendo in relazione la resistenza flessionale di un muro tozzo non danneggiato, in termini di fattore di sovraresistenza flessionale $\varphi_{o,w}$, con la resistenza richiesta per assicurare una risposta elastica:

$$R_d = 1,6 - 2,2 \cdot \varphi_{o,w} / \mu_{\Delta} \leq 1,0 \quad (1)$$

Tale fattore quantifica l'effetto della domanda in duttilità solo nel caso ci sia la necessità di introdurre rimedi per migliorare la resistenza nei confronti del meccanismo di scorrimento a taglio, al fine di aumentare la quantità di energia dissipata. Per esempio, nel caso di un muro con solo il 40% di sovra resistenza, progettato per una duttilità in spostamento $\mu_{\Delta} = 3.5$, si ha $R_d = 0.72$. Questo risultato suggerisce che è necessario prendere particolari contromisure nei confronti del meccanismo di scorrimento a taglio. Nel caso di un muro con una notevole riserva di resistenza (es: $\varphi_{o,w} = 1.8$) e progettato per una duttilità di 2.5, invece, si ha $R_d = 0.02$. Questo indica come l'armatura convenzionale predisposta sia sufficiente, senza ricorrere necessariamente all'armatura diagonale.

Resistenza allo scorrimento dovuta all'armatura verticale

Normalmente nei muri tozzi armati, una particolare situazione critica nasce ogni volta che le forze cambiano di segno dopo un'escursione nella fase inelastica della risposta provocando fratture lungo tutto il muro. Fino a quando il contatto tra le facce della frattura, nel parte del muro che è

compressa, non è ristabilita, l'intera forza, flessionale e a taglio, grava sull'armatura verticale. Per contrastare tale effetto, occorre un momento simile a quello necessario per sviluppare il momento plastico della sezione d'acciaio, a meno che non sia presente un significativo livello di compressione. Il momento può valere metà della resistenza flessionale della sezione armata del muro.

All'effetto perno delle barre verticali è associato un significativo spostamento di taglio; la maggior parte delle barre verticali snerverà prima che la frattura si chiuda.

Se lo scorrimento deve essere controllato prima che si chiudano le fratture critiche nella zona compressa della parte inflessa, deve essere prevista un'armatura diagonale capace di resistere almeno il 50% dell'intera forza di taglio.

La resistenza dovuta all'effetto perno può essere stimata come:

$$V_{do} = 0,25 \cdot A_{sw} \cdot f_y \quad (2)$$

Dove A_{sw} è l'area totale di armatura verticale del muro tozzo e f_y la resistenza a snervamento.

Resistenza allo scorrimento dovuto all'armatura diagonale

La resistenza a taglio per scorrimento della zona compressa della sezione inflessa vale:

$$V_f = 0,25 \cdot f_c' \cdot A_f \quad (3)$$

Dove $A_f = c \cdot b_w$ è l'area effettiva della parte di sezione compressa resistente per attrito e f_c' la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Va notato il ruolo significativo della dimensione della zona di compressione c (posizione asse neutro): se sul muro è applicato un taglio costante, il momento alla base e la dimensione del lembo compresso c , aumentano con l'altezza h_w del muro.

Quando l'armatura diagonale è utilizzata per controllare lo scorrimento a taglio, il suo effetto è di incrementare sia la resistenza flessionale, sia quella a taglio.

In termini di resistenza flessionale, quando le barre che attraversano il piano di scorrimento sono snervate, sia in trazione che in compressione, il suo contributo vale:

$$M_d = 0,5 \cdot l_d \cdot A_{sd} \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}(\alpha) = h_w \cdot V_1 \quad (4)$$

Dove A_{sd} è l'area totale dell'armatura diagonale utilizzata, f_{yd} è il valore dello snervamento dell'acciaio, l_d è il braccio del momento orizzontale dell'armatura diagonale, α è l'inclinazione simmetrica delle barre diagonali e V_1 è il taglio necessario per sviluppare il momento M_d .

La somma delle componenti orizzontali delle forze generate da queste diagonali in acciaio alla base è, in ogni modo, più grande rispetto a V_1 .

Le barre diagonali possono incrementare, inoltre, la resistenza nei confronti dello scorrimento dovuta alle sole barre verticali. La resistenza addizionale per evitare lo scorrimento, data dalle armature diagonali vale:

$$V_{di} = A_{sd} \cdot f_{yd} \cdot \cos\alpha - V_1 = A_{sd} \cdot f_{yd} \cdot [\cos\alpha - (l_d/2 \cdot h_w) \cdot \sin\alpha] \quad (5)$$

Effetti combinati

Il contributo della forza di taglio dovuto all'effetto perno dell'armatura verticale, V_{do} , e la resistenza a taglio-scorrimento dovuta al calcestruzzo, V_f , possono essere combinate insieme considerando la domanda in duttilità (prevista tramite il coefficiente R_d). L'armatura diagonale deve resistere alla forza di taglio indicata nella seguente equazione:

$$V_{di} = R_d \cdot \frac{V_{Eo} - V_{do} - V_f}{V_{Eo}} \cdot (V_{Eo} - V_1) \quad (6)$$

dove $V_{Eo} = \varphi_{o,w} \cdot V_E$ è la forza di taglio che si sviluppa con la sovreresistenza flessionale della sezione di base.

Al fine di effettuare il controllo della diagonale tesa, si assume in modo conservativo che la domanda di taglio V_{Eo} sulla sommità del muro sia uniformemente distribuita.

Per soddisfare l'equazione (7) con l'assunzione che $V_c = 0$, l'armatura orizzontale a taglio A_{sh} deve resistere a una forza di taglio riportata nell'equazione(14):

$$(h_w/l_w) \cdot V_{Eo} \leq V_c + V_s + V_{dh} \quad (7)$$

$$V_s = (h_w/l_w) \cdot V_{Eo} - V_{dh} \quad (8)$$

Dove $V_s = h_w \cdot A_{sh} \cdot f_{yh} / s_v$ e il contributo della barra diagonale in trazione è $V_{dh} = (A_{sd}/2) \cdot f_{yd} \cdot \cos\alpha$.

7.2. Esempio di progetto di un muro tozzo con meccanismo di rottura a taglio

L'esempio di calcolo illustrato in questo paragrafo si riferisce ad un muro di un edificio monopiano incastrato alla base, le cui caratteristiche sono riportate in Figura 101.

La domanda sismica è determinata mediante il Direct Displacement-Based Method (DDBD), proposto da Priestley (2002). Esso consiste nell'individuazione di un livello di spostamento (o duttilità) associato ad uno stato limite preventivamente definito (es: duttilità in spostamento $\mu_D = 2.5$ allo stato limite ultimo).

La struttura è rappresentata mediante una schematizzazione ad oscillatore semplice, caratterizzata dalla rigidezza secante nel punto rappresentativo dello stato limite individuato (Figura 102).

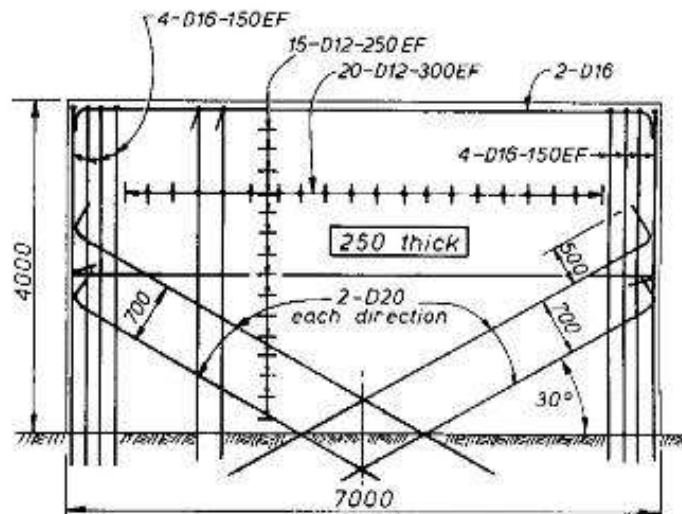


Figura 101 – Dettagli del muro di esempio

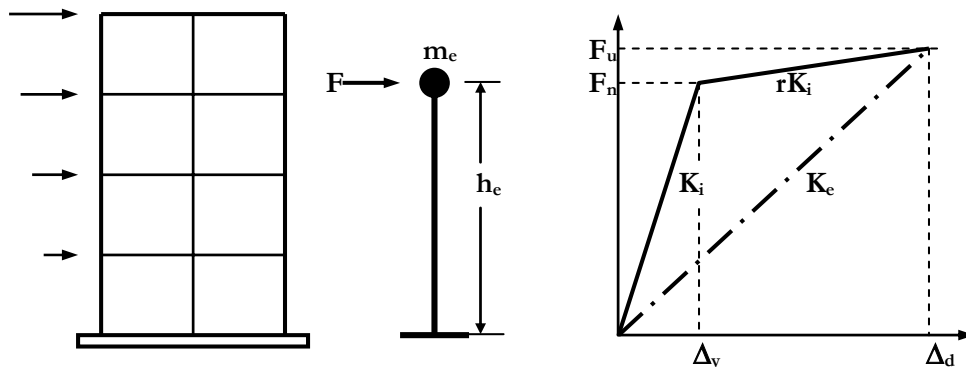


Figura 102 – DDBD: schematizzazione a oscillatore semplice e rigidezza equivalente (Priestley, 2003)

Noto lo spostamento, e quindi la duttilità $\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$ (Figura 103), è possibile determinare il livello di smorzamento associato (Equazione 15) ed il corrispondente periodo di vibrazione della struttura mediante uno spettro di progetto in spostamento (Figura 104).

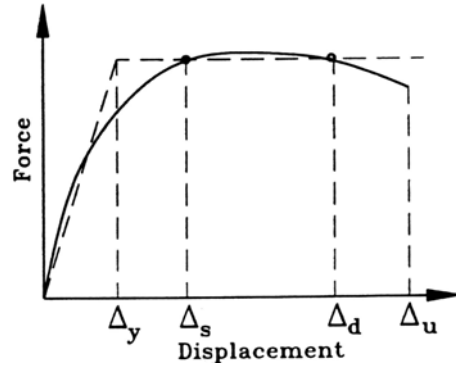


Figura 103 – Duttività in spostamento: approssimazione mediante bilineare equivalente e definizione di spostamento di snervamento Δ_y , di progetto Δ_d e ultimo Δ_u (Priestley et al., 2007)

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (9)$$

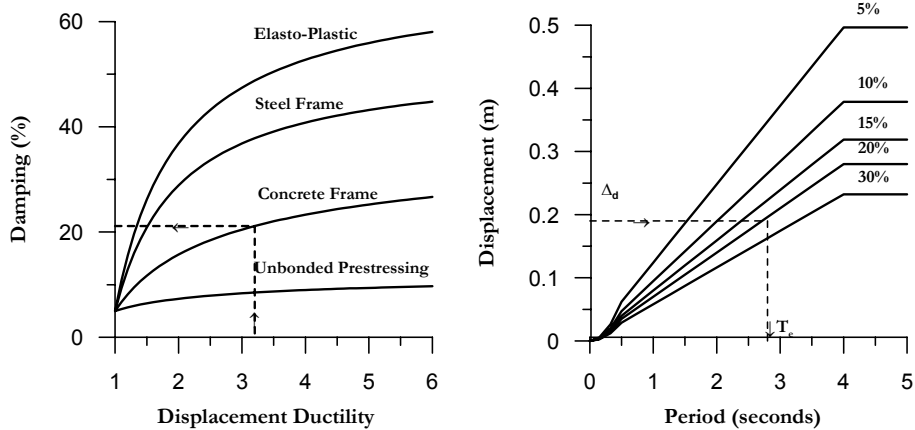


Figura 104 – DBBD: smorzamento in funzione della duttilità e determinazione del periodo in funzione dello spostamento di progetto (Priestley, 2003)

A questo punto sono noti la domanda in spostamento Δ_d , il periodo di vibrazione della struttura T_e e lo smorzamento equivalente ξ_e .

La rigidezza equivalente della struttura è: $K_e = 4 \pi^2 m_e / T_e^2$; la domanda sismica in termini di taglio alla base della struttura, quindi, può essere calcolata come: $V_b = F_u = K_e \Delta_d$.

Il calcolo di esempio si riferisce a un muro tozzo soggetto a un'elevata forza sismica.

- *Requisiti di progetto e proprietà* -

Il muro deve resistere a una forza laterale di progetto pari a $V_u = 1600$ kN assunti uniformemente distribuiti lungo il bordo superiore. Nella determinazione dell'armatura necessaria si trascurano gli effetti del peso proprio del muro essendo questi di modesta entità e quindi trascurabili. Le proprietà dei materiali utilizzati sono le seguenti: $f_c' = 25$ MPa e $f_y = 275$ MPa.

- *Stima preliminare*

Se il muro ha uno spessore di 250 mm, lo sforzo di taglio ideale in corrispondenza della sovra resistenza flessionale dovrebbe essere, assumendo $\phi_0 = 1.4$, dell'ordine di

$$v_i = \frac{\phi_0 V_E}{0.8 b_w l_w} = \frac{1.4 \times 1600000}{250 \times 0.8 \times 7000} = 1.6 \text{ MPa} \quad (10)$$

e di conseguenza in accordo con i valori ammissibili.

Dato che l'armatura verticale nella parte centrale della parete è costituita da barre $\varnothing 12$ con passo 300 mm, su ciascuna faccia del muro, la sezione rispetta la prescrizione

$$\rho_l = \frac{\sum A_b}{b s_v} = \frac{2 \times 113}{250 \times 300} = 0.00301 > \rho_{l,\min} = 0.7 / f_y = 0.00255 \quad (11)$$

dove:

A_b : area di una barra di armatura su una faccia del muro;

b : larghezza del muro;

s_v : passo delle barre verticali.

Tale armatura è in grado di resistere a un momento alla base pari approssimativamente a

$$M_1 = (\rho_l b_w l_w) f_y (0.5 - 0.05) l_w = (0.00301 \times 250 \times 7000) 275 \times 0.45 \times 7000 / 10^6 = 4563 \text{ kNm} \quad (12)$$

Il momento flettente idealmente richiesto alla base del muro è, dunque,

$$M_i = \frac{(h_w V_E)}{\phi} = \frac{(4 \times 1600)}{0.9} = 7111 \text{ kNm} \quad (13)$$

Di conseguenza l'armatura nella regione terminale deve essere in grado di resistere a

$$M_2 = M_i - M_1 = 7111 - 4563 = 2548 \text{ kNm} \quad (14)$$

L'area di acciaio richiesta per assorbire questo momento è approssimativamente

$$A_{s2} = 2548 \times 10^6 / [275(7000 - 2 \times 275)] = 1437 \text{ mm}^2 \quad (15)$$

Ipotizziamo di utilizzare 8Ø16 a ciascuna estremità del muro, per un'area di 1608 mm².

- *Resistenza flessionale del muro*

Con l'armatura verticale disposta come in Figura 101, la resistenza flessionale si determina in modo più accurato. Dato che la profondità dell'asse neutro sarà piuttosto piccola, si ipotizza che solamente il 50% delle 8 barre Ø16 disposte alle estremità siano snervate in compressione. In tal modo la profondità del blocco di compressione può essere stimata come

$$a = \frac{(40 \times 113 + 4 \times 201)275}{0.85 \times 25 \times 250} = 276 \text{ mm} \quad (16)$$

La profondità dell'asse neutro è $c = 276/0.85 \approx 325$ mm. La resistenza flessionale ideale, M_i , è dunque circa:

$$\begin{aligned} (40 \times 113 \times 275)(0.5 \times 7000 - 0.5 \times 276)10^{-6} &= 4179 \text{ kNm} \\ (8 \times 201 \times 275)(7000 - 275 - 0.5 \times 276)10^{-6} &= \underline{2913 \text{ kNm}} \\ &7092 \text{ kNm} \end{aligned}$$

valore accettabile essendo molto vicino a $M_i = 7111 \approx 7092$ kNm.

La sovra resistenza flessionale alla base sarà approssimativamente $\lambda_0 M_i = 1.25 \times 7092 = 8870$ e quindi $\phi_{0,w} = 8870/(4 \times 1600) = 1.39$ e $V_{E0} \approx 2224$ kN. Si noti come la concentrazione di armatura verticale alle estremità del muro abbia effetti dannosi sulla resistenza a taglio per scorrimento.

- *Requisiti per l'armatura diagonale*

L'azione tagliante a cui deve resistere l'armatura diagonale si calcola con la seguente espressione:

$$V_{di} = R_d (V_{E0} - V_{d0} - V_f) \quad (17)$$

dove:

R_d è un parametro che controlla lo scorrimento a taglio e si calcola con la formula

$$R_d = 1.6 - 2.2 \phi_{0,w} / \mu_{\Delta} = 1.6 - 2.2 \times 1.39 / 2.5 = 0.38 \quad (18)$$

V_{E0} è il taglio di calcolo precedentemente calcolato, V_{d0} rappresenta la resistenza a taglio dovuta all'effetto biella e si calcola come

$$V_{d0} = 0.25 A_{sw} f_y = 0.25 \times 5250 \times 275 \times 10^{-3} = 361 \text{ kN} \quad (19)$$

avendo assunto cautelativamente $A_{sw} = 0.003 \times 250 \times 7000 = 5250 \text{ mm}^2$.

V_f è la resistenza a taglio nel calcestruzzo in corrispondenza della zona compressa, con $c = 325 \text{ mm}$, e si calcola attraverso la seguente formula:

$$V_f = 0.25 f'_c b_w = 0.25 \times 25 \times 325 \times 250 \times 10^{-3} = 509 \text{ kN} \quad (20)$$

Quindi $V_{di} = 0.38 \times (2224 - 361 - 509) = 515 \text{ kN}$, corrispondente al 23% del taglio di calcolo V_{E0} .

Considerando che l'inclinazione delle barre diagonali è $\alpha = 30^\circ$, come indicato in Figura 13, l'area di acciaio necessaria è calcolabile con l'espressione:

$$A_{sd} = V_{di} / (f_{yd} \cos \alpha) = 515 \times 10^3 / (275 \times \cos 30^\circ) = 2162 \text{ kN} \quad (21)$$

Si scelgono 4Ø20 in ciascuna direzione con $A_{sd} = 2512 \text{ mm}^2$.

- *Controllo della tensione diagonale*

L'area dell'armatura a taglio orizzontale si ottiene dall'equazione:

$$V_{dh} = 0.5 A_{sd} f_{yd} \cos \alpha = 0.5 \times 2512 \times 275 \times 0.866 \times 10^{-3} = 299 \text{ kN} \quad (22)$$

La resistenza a taglio offerta dal reticolo di barre verticali e orizzontali così disposte si può calcolare come:

$$V_s = h_w l_w V_{E0} - V_{dh} = 4/7 \times 2224 - 299 = 972 \text{ kN} \quad (23)$$

Dividendo V_s per il prodotto ($h_w \times f_{yh}$) si ricava una quantità di armatura di $0.88 \text{ mm}^2/\text{mm}$, essendo $h_w = 4000 \text{ mm}$ l'altezza del muro.

Se si utilizzano barre $\varnothing 12$, il passo richiesto è:

$$s_h = 2 \times 113 / 0.88 = 257 \cong 250 \text{ mm} \quad (24)$$