

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

Modellazione non lineare semplificata di Muratura Armata

Relatore:
Chiar.mo PROF. CARLO PELLEGRINO
Correlatori:
Chiar.mo PROF. PAOLO ZAMPIERI

Laureando: VIERO ENRICO
Matricola: 1230529

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

A Mamma e Papà

Indice

1	PREMESSA	8
2	INTRODUZIONE.....	10
2.1	Obbiettivo della tesi	11
2.2	La Muratura.....	12
2.3	Muratura Armata	19
2.3.1	Studi del Comportamento a Rottura.....	20
2.3.2	Comportamento a Rottura della Muratura Armata.....	32
3	APPROCCIO ALLA MODELLAZIONE DMEM.....	38
3.1	Il modello DMEM-2D presente in letteratura	39
3.2	Implementazione in Opensees.....	42
4	CALIBRAZIONE DEL MODELLO.....	50
4.1	Calibrazione della risposta normale dei link	50
4.1.1	Legame costitutivo	50
4.1.2	Calibrazione	52
4.2	Calibrazione della risposta trasversale.....	57
4.2.1	Legame costitutivo tangenziale dei link	57
4.2.2	Funzione di degrado.....	61
4.2.3	Calibrazione deformabilità shear panel	66
4.2.4	Calibrazione risposta tangenziale degli slider	69
4.3	Modellazione e Calibrazione dell'armatura	70
5	CAMPIONI IN ANALISI.....	72
5.1	Prove Sperimentali	72
5.2	Setup delle prove	76
5.2.1	Protocollo di Carico	77
5.3	Caratteristiche campione W2.....	78
5.3.1	Comportamento ciclico del test W2.....	80
5.4	Caratteristiche campione W4.....	83
5.4.1	Comportamento ciclico del test W2.....	85
6	ANALISI NUMERICA	89
6.1	Analisi Test W2	89
6.1.1	Stima della curva di Isteresi – tratto monotono	89
6.1.2	Analisi del cinematismo di rottura principale	90
6.1.3	Risultati Numerici	91
6.1.4	Analisi Parametrica dei risultati.....	94
6.1.5	Analisi Ciclica W2.....	98

1. PREMESSA

6.2	Analisi test W4.....	99
6.2.1	Stima della curva di isteresi – Tratto monotono.....	99
6.2.2	Analisi del cinematismo di rottura principale.....	100
6.2.3	Risultati Numerici.....	101
6.2.4	Analisi parametrica dei risultati.....	104
7	Conclusioni.....	106
8	Elenco delle Figure.....	108
9	Bibliografia.....	110
10	Allegato 1.....	113
10.1	Test W2.....	113
10.2	Test W4.....	115

1 PREMESSA

La valutazione della risposta sismica non lineare degli edifici in muratura armata rappresenta un argomento di notevole importanza ed è tuttora materia di ricerca nell'ingegneria sismica.

Vi sono vari approcci per valutare il comportamento della muratura armata sollecitata da azioni sismiche:

Metodi raffinati in cui viene rappresentato con un modello tridimensionale ad elementi finiti la muratura, distinguendo gli elementi resistenti quali mattoni o blocchi in calcestruzzo ed il legante (malta). Viene richiesta in oltre la definizione con precisione dell'interfaccia mattone – malta e le caratteristiche che la compongono. Modelli semplificati a telaio in cui la muratura viene rappresentata da elementi monodimensionali. Dove le colonne rappresentano i maschi murari e le travi con fasce di piano. Inoltre, sono stati recentemente introdotti degli approcci a macroelementi che riproducono la risposta non lineare in piano della muratura tramite un elemento discreto. Ogni metodo è caratterizzato da diverse qualità quali raffinatezza e onere computazionale degli stessi. Questo elaborato verrà analizzato un modello a macroelementi dove verrà introdotto un elemento discreto in grado di cogliere i principali comportamenti a rottura dei pannelli murari. L'elemento discreto è costituito da un elemento bidimensionale chiamato "shear panel" avente la sola funzione di riprodurre la deformabilità a taglio. Le interfacce che connettono gli elementi adiacenti sono collegate da "link" in grado di rappresentare le caratteristiche di resistenza e rigidità della muratura stessa. Attraverso la discretizzazione dei pannelli murari tramite elementi "shear panel" ed elementi "link" sarà quindi possibile rappresentare i principali comportamenti a rottura.

Grazie ad una modesta discretizzazione della geometria da analizzare è possibile cogliere i principali comportamenti a rottura della muratura. A differenza dell'approccio a macroelementi un singolo elemento discreto non è in grado di riprodurre tutte i meccanismi di collasso della muratura, in particolare la rottura a taglio che per essere osservata richiede un certo numero di elementi discreti. L'onere computazionale è elevato rispetto ad un approccio a macroelementi. Il punto di forza di questo metodo risiede nel fatto che gli elementi presenti nelle interfacce sono i principali strumenti di simulazione del comportamento della muratura. Il modello verrà validato attraverso il confronto con alcuni maschi murari armati di cui si detengono le prove sperimentali.

2 INTRODUZIONE

La muratura è un sistema costruttivo molto diffuso e che secondo un censimento del 2011 rappresenta circa il 60% del patrimonio costruito in Italia e che a partire dal 2003, attraverso l'introduzione della zona 4 è diventato totalmente sismico.

Esiste quindi una notevole quantità di edifici costruiti in zone che hanno assunto carattere sismico e la cui progettazione ha tenuto conto solamente di azioni derivanti da carichi verticali senza considerare in fase di progetto le azioni per carichi ciclici quali il sisma.

Le conseguenze sociali e politiche dovute a questo tipo di progettazione sono state sottovalutate per decenni, ma con riferimento agli ultimi avvenimenti sismici, quali il terremoto di Amatrice (Lazio – 26 agosto 2016) e quello dell'Emilia-Romagna (20 maggio 2012) e il conseguente fallimento di molteplici edifici a causa di azioni orizzontali di modesta entità sono state radicalmente riviste le normative in funzione di questi carichi.

Inoltre, nell'epoca moderna la muratura viene utilizzata come elemento portante per edifici con altezza moderata o come elemento secondario. Questo materiale risulta vantaggioso per le proprietà che offre, in particolare la durabilità elevata e il basso costo rispetto ad altri sistemi di costruzione.

Una revisione così profonda introduce quindi una serie di problemi ingegneristici complessi che devono essere analizzati per la valutazione e l'intervento su edifici sia esistenti che di nuova realizzazione.

È quindi indispensabile un sistema accurato che possa predire la risposta sotto carichi ciclici della muratura nei diversi metodi costruttivi della stessa (rinforzata o non rinforzata) e nel caso sia necessario aumentare le prestazioni del fabbricato attraverso dei metodi di rinforzo.

2.1 Obiettivo della tesi

L'obiettivo di questa tesi è studiare i meccanismi di collasso che si presentano nelle murature armate andando a comprendere le principali cause legate ai cinematici di rottura.

Verranno studiate due prove in muratura armata dal punto di vista numerico andando a studiarne il collasso controllando le prove dal punto di vista del cinematico di rottura e tramite i grafici associati a forza e spostamento. Verrà inoltre perseguita un'analisi tensionale ed un raffronto visivo per analizzare se il comportamento tensionale rispecchia i cinematici di rottura verificati nei test di laboratorio.

2.2 La Muratura

La muratura è un materiale composito, le cui principali caratteristiche sono la disomogeneità, l'asintropia, la non linearità del legame sforzi-deformazioni, la scarsa resistenza a trazione che pone problemi in caso di azioni orizzontali come vento e sisma. Le sue caratteristiche meccaniche inoltre dipendono fortemente dalla qualità del legante utilizzato per la messa in opera e dalle proprietà degli elementi resistenti (in laterizio o in calcestruzzo).

La sua ottima resistenza a compressione è la caratteristica che ne denota il principale uso poiché facilita la trasmissione dei carichi alle fondazioni di contro dispone di una bassa resistenza a trazione.

Quest'ultima caratteristica inficia di molto la sua resistenza ad azioni orizzontali, quali vento e sisma. In particolare, in riferimento alle possibili azioni fuori dal piano che possono caratterizzare il suo comportamento resistente ai carichi orizzontali.

Nel caso la costruzione denoti un comportamento d'assieme (diaframmi orizzontali e maglie di pareti murarie con collegamenti dimensionati in modo appropriato tra gli stessi) si può caratterizzare la risposta sismica secondo un modello globale, affidando la resistenza dell'edificio ai setti maggiormente resistenti.

Viene così indotto all'edificio il "comportamento scatolare" sia che si parli di edifici residenziali, sia che si faccia riferimento ad una chiesa che grazie ad un adeguata copertura controventata è in grado di redistribuire opportunamente i carichi.

La normativa italiana e anche gli eurocodici introdussero nel 2008 e ampliarono nel 2018 le richieste di comportamento sia statico, che dinamico degli edifici. Tutte le pareti difatti devono assolvere sia ad una funzione portante che ad una funzione di controventamento (NTC18 §4.5.4.)

Per ripartire queste azioni si fa riferimento a cordoli, solai rigidi nel piano, ammorsamento e/o incatenamento delle pareti di modo da ripartire le azioni orizzontali ai setti in grado di svolgere opportunamente la funzione di controventamento.

La funzione di ripartizione di fatto è parzialmente governata dai vincoli che si creano tra i setti ed i solai e/o coperture, per questo vengono specificate sia nella normativa nazionale (NTC18 §7.8). che nelle normative internazionali regole di dettaglio specifiche.

In questo elaborato si studierà il comportamento della muratura armata nel piano, sottoposta ad azioni cicliche e non considerando i possibili sviluppi dovuti ad azioni fuori piano.

Considerando un singolo pannello murario soggetto alla forza gravitazionale e ad uno sforzo orizzontale si possono definire le principali azioni che caratterizzano la successiva distribuzione delle tensioni all' interno del singolo setto. Le azioni individuate sono rispettivamente uno sforzo assiale, un taglio e un momento. Quest'ultimo è anche possibile definirlo come il prodotto dello sforzo assiale e l'eccentricità riferita al baricentro geometrico della sezione.

$$N_{inf} = N_{sup} + P$$

$$V \cdot h = M_{sup} + M_{inf} = N_{sup} \cdot e_{sup} + N_{inf} \cdot e_{inf}$$

$$M = N \cdot e$$

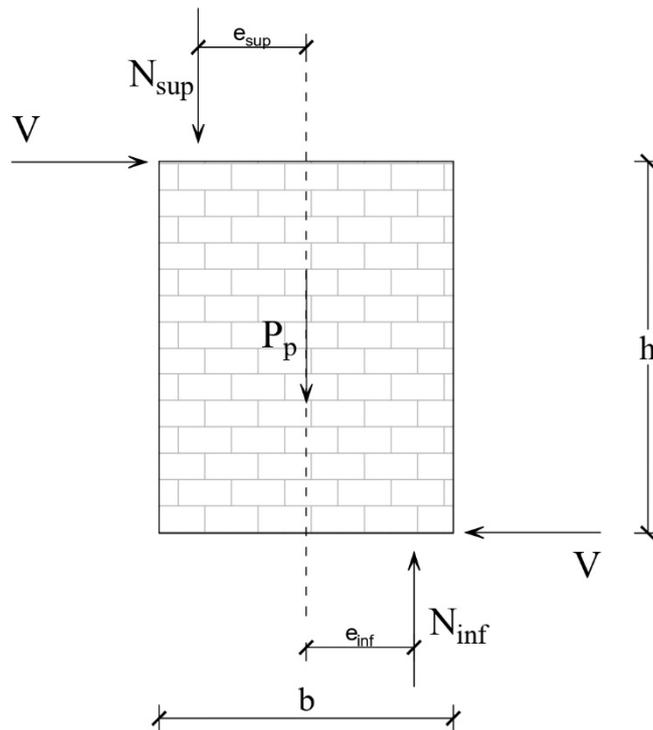


Figura 2-1 Sollecitazioni presenti in un pannello di muratura

Le azioni appena esposte portano allo sviluppo, in correlazione alla capacità del pannello e alla grandezza delle stesse, a differenti meccanismi di rottura e di successivo collasso del setto.

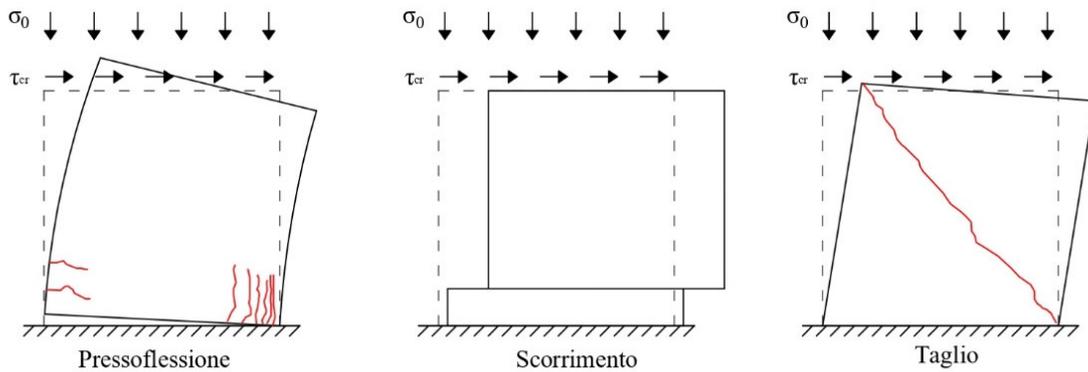


Figura 2-2 Tipiche modalità di collasso di un pannello in muratura

Il pannello sviluppa differenti cinematismi di rottura e successivo collasso quali: pressoflessione, scorrimento e taglio. Successivamente ai principali meccanismi di rottura si possono osservare differenti cinematismi di collasso che possono interessare le armature, la muratura od entrambe.

Si può individuare un dominio caratterizzato nell'asse delle ordinate dalla tensione tangenziale e nell'asse delle ascisse dalla tensione normale che caratterizza il campo di resistenza del pannello:

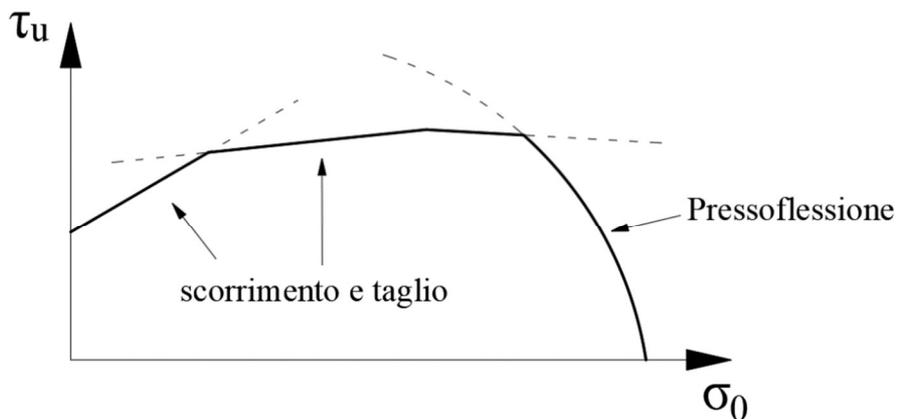


Figura 2-3 Dominio di resistenza della muratura nel grafico tensione tangenziale su tensione normale

Il comportamento del pannello a pressoflessione nel piano è caratterizzato dallo schiacciamento della sezione compressa nella sezione estrema.

Lo sforzo assiale caratterizza l'estensione della zona compressa, dove per bassi valori di N l'estensione di questa zona non risulta rilevante. La zona sottoposta a trazione presenta invece ampia apertura di lesioni (fessurazioni di apertura).

Il comportamento globale del setto è quello di un cinematismo di ribaltamento che identifica quello di un blocco rigido.

Nell'immagine sottostante, Figura 2-4, si può osservare il meccanismo di rottura caratterizzato dalla fessurazione tra due aperture. Il comportamento a blocco rigido porta a compressione nella parte inferiore che caratterizza un cinematismo di pressoflessione.



Figura 2-4 Rottura per pressoflessione di un maschio murario nella zona compressa tra due finestre. La parte di muratura delimitata dalle fessure si comporta come un blocco rigido.

Semplificando il comportamento a rottura per pressoflessione attraverso un diagramma tensionale “stress-block” rettangolare, si può risolvere l'equilibrio alla traslazione verticale e identificare la lunghezza della zona compressa al variare dell'azione normale applicata.

$$a = \frac{N}{k \cdot f_u \cdot t} \quad k = 0.85$$

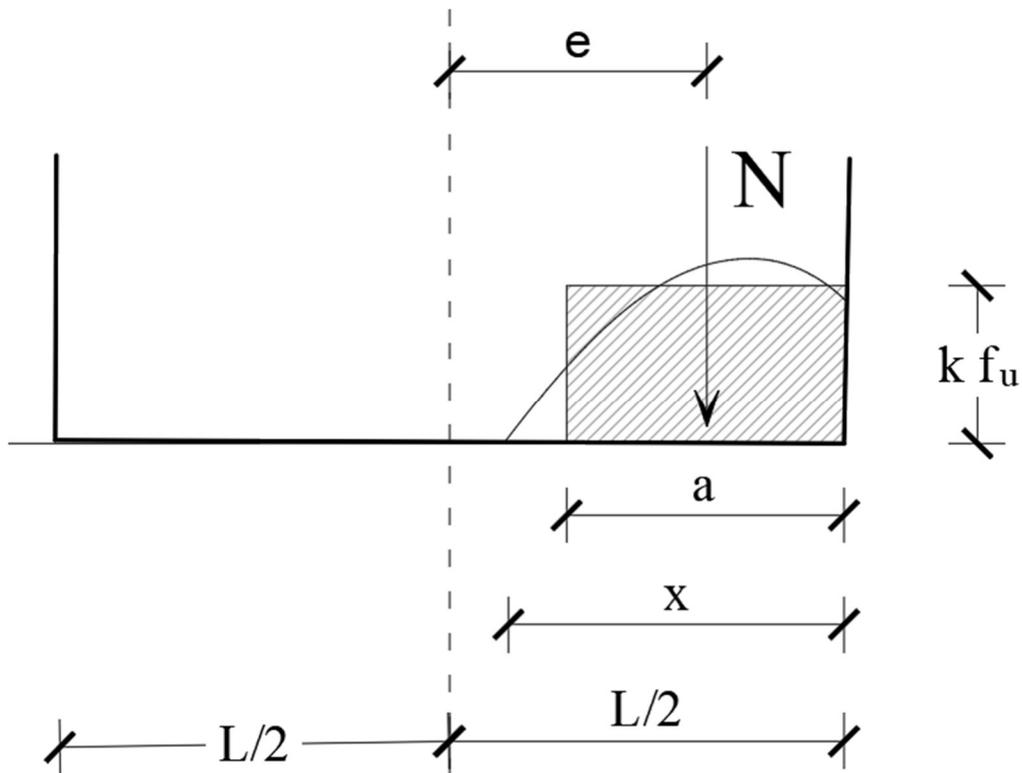


Figura 2-5 Distribuzione non lineare delle compressioni -pannello soggetto a pressoflessione

La zona compressa è identificata dalla variabile a , andando a considerare una distribuzione lineare delle tensioni di compressione, t identifica lo spessore del paramento, f_u la tensione a compressione di rottura della muratura, N è l'azione di sforzo normale agente mentre k è un coefficiente riduttivo che considera l'approssimazione dovuta al diagramma "stress-block".

Dall'equilibrio alla rotazione si ottiene poi il momento resistente di un pannello murario:

$$M_u = N \cdot \left(\frac{l - a}{2} \right) = \left(\frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

La tensione normale agente è identificata da σ_0 mentre f_d è la tensione di compressione di progetto della muratura, sostituita a f_u introdotto in precedenza.

Viene ora introdotto il meccanismo di rottura per taglio che si verifica in funzione alla formazione di un puntone compresso e di un tirante teso lungo le diagonali.

È possibile notare questo meccanismo nella successiva immagine, Figura 2-5, visibile in seguito alla formazione di fessurazioni diagonali estese.



Figura 2-6 Rottura a taglio dei maschi murari - sisma Centro Italia (2016)

Le normative sviluppano il fenomeno di taglio secondo due tipologie fondamentali. La prima, secondo una legge di tipo attritivo, mentre l'altra basata sulla rottura della muratura dovuta a trazione al centro del pannello.

Il primo meccanismo alla "Mohr-Coulomb", presente nelle NTC e nel EC6, correla la resistenza tagliante del pannello con la tensione normale agente e la resistenza a taglio in assenza di sforzo normale funzione del materiale utilizzato e della qualità del legante. Il coefficiente 0,4 identifica l'aumento del coefficiente d'attrito dovuto alla presenza di sforzo normale,

$$f_{vk} = f_{v0} + 0.4 \cdot \sigma_0$$

Il valore massimo di resistenza a taglio è dato dalla possibile rottura a trazione del blocco ossia:

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 0,065f_b$$

In cui f_b è la resistenza normalizzata a compressione verticale dei blocchi.

La verifica a taglio si effettua confrontando il taglio agente di calcolo con il taglio ultimo resistente, calcolato sulla base della tensione di compressione agente sulla porzione di muratura compressa.

Il taglio resistente viene ottenuto dal taglio ultimo resistente calcolato in funzione della tensione di compressione agente sulla sola zona compressa e considerando nulla la resistenza a trazione della muratura.

In cui l_c identifica la lunghezza compressa mantenendo un diagramma “stress-block” per le tensioni di compressione.

$$V_{Rd} = l_c \cdot t \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$$

Il secondo metodo di verifica, “Turnsek e Cacovic”, relaziona la formazione della fessurazione diagonale al raggiungimento dello sforzo principale di trazione nella muratura.

Viene considerato il setto murario costituito da un materiale omogeneo ed isotropo, soggetto a stati piani di tensione andando così a trascurare le caratteristiche di anisotropia e non omogeneità.

La parete viene considerata sufficientemente snella da poter utilizzare i principi di De Saint Venant.

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b \cdot \tau_{Hmax})^2\right)} - \frac{\sigma_0}{2}$$

La funzione è correlata al rapporto di forma tra dimensione della base e altezza del pannello e alla tensione tangenziale all’ultima sezione del setto τ . Il taglio ultimo resistente si può quindi definire come:

$$V_u = \tau_k \cdot l \cdot t \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{b \cdot \tau_k}}$$

Il meccanismo di rottura per scorrimento può anch’esso essere rappresentato da una funzione di tipo attritivo dove c indica la coesione. La coesione è funzione delle forze di adesione tra legante e blocchi di muratura, mentre μ è il coefficiente di attrito, approssimabile a 0,4.

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma$$

2.3 Muratura Armata

La muratura armata fa parte dei tre sistemi di costruttivi ammessi dalle Norme Tecniche per la realizzazione di edifici in muratura portante.

I setti vengono realizzati con murature, in laterizio o calcestruzzo solitamente, legante e barre di armatura. L'armatura metallica, sia orizzontale che verticale è solitamente annegata in un letto di malta. Le forature possono essere completamente riempite o parzialmente riempite.

La prima introduzione della muratura armata a livello normativo è il Decreto Sismico del 1984 (D.M. 19/06/1984) e successivamente prende respiro con il D.M. 16/01/1996 dove non viene più richiesto il certificato di idoneità da parte del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici.

L'inserimento di armatura orizzontale e verticale consente di inserire elementi con capacità molto maggiore a quella della sola muratura di sopportare azioni di tipo orizzontale che inducono sforzi di trazione interni.

I miglioramenti garantiti dall'armatura vengono riconosciuti dalla Normativa Tecnica associando un fattore di comportamento q e limiti deformativi superiori a quelli della muratura ordinaria.

L'armatura garantisce inoltre una forte limitazione alla fessurazione, conferendo alla stessa un miglioramento dal punto di vista coesivo e attritivo.

Secondo NTC18 è possibile realizzare i setti armati con blocchi forati o pieni con percentuale di foratura non superiore al 45% e con limitazione sulle caratteristiche di resistenza a compressione del blocco non inferiore a 5 Mpa ed in direzione orizzontale pari a 1.5 Mpa.

La classe minima del legante deve essere almeno M10 (resistenza minima a compressione pari a 10 Mpa). I giunti devono essere completamente riempiti, sia in direzione orizzontale che in direzione verticale.

La progettazione degli edifici in muratura armata deve rispettare i principi precedentemente esposti di "comportamento scatolare" con sufficiente presenza di densità muraria nelle due direzioni così da garantire sufficiente garanzia in funzione delle azioni orizzontali.

In zona sismica, di conseguenza su tutto il territorio italiano, le pareti devono avere uno spessore minimo di 240 mm ed una snellezza massima pari a 15.

I metodi di progettazione si basano sui criteri presentati per la muratura ordinaria facendo riferimento ad analisi e modelli strutturali elastico-lineari o non lineari nel quale però è possibile considerare soltanto il comportamento di resistenza offerto nel piano.

2.3.1 Studi del Comportamento a Rottura

Sono stati condotti numerosi studi per determinare il comportamento delle murature armate a taglio nel piano. Verranno qui esposti i principali test condotti precedentemente dai principali studi nel campo.

Priestley

Priestley analizzò due precedenti studi condotti sulle murature in calcestruzzo dimensionate a taglio, soggette a carichi ciclici nel piano. Priestley identificò alcune carenze nei metodi utilizzati e ne propose dei miglioramenti. I metodi di test utilizzati fino ad allora erano basati sul comportamento elastico dei campioni in muratura non prendendo in considerazione le deformazioni inelastiche, parte principale dei cinematismi di rottura della muratura. Priestley concluse che il metodo di test dovrebbe considerare in modo critico il comportamento in fase non elastica e riferirsi al carico ultimo per analizzare i meccanismi di rottura.

Nel dettaglio, Priestley condusse test sperimentali focalizzando la sua attenzione su murature armate con rapporti h_u/L_w bassi e che si aspettano rotture caratteristiche di questo cinematismo.

Lo studio incluse anche sei prove su murature altamente armate con rapporti tra sezione di base e altezza dei setti pari a 0.75 dove vennero imposti spostamenti graduali in sommità.

Gli studi dimostrarono una notevole propensione allo sliding che si verifica nella sezione di attacco alla fondazione alla fine del ciclo di carico con perdite di rigidezza e capacità in spostamento del setto. Incrementando lo spostamento venne comunque ricavata la forza ultima della muratura. Priestley concluse che sebbene si instaurino dei meccanismi flessionali lo scorrimento alla base limita l'energia assorbita durante i cicli di carico dalla struttura.

Shing et al.

Shing et al. (1990) testò 22 murature armate a taglio per comprendere i comportamenti duttili e lo sforzo massimo associato alla muratura.

La tessitura muraria era formata da blocchi in laterizio di dimensione 6x8x16 in. (15,24 – 20,32 – 40,64 cm.) forati o da blocchi in cemento di dimensione 6x4x16 in. (15,24 – 10,16 – 40,64 cm.) con dimensione associata sia a base ed altezza pari a 72 in. (182,88 cm.). La foratura fu completamente riempita con malta e i setti furono armati sia in direzione orizzontale che in direzione longitudinale.

Il carico applicato fu di tipo ciclico nel piano con incrementi graduali di spostamento ed i meccanismi di collasso furono dominati da cinematismi a flessione o taglio.

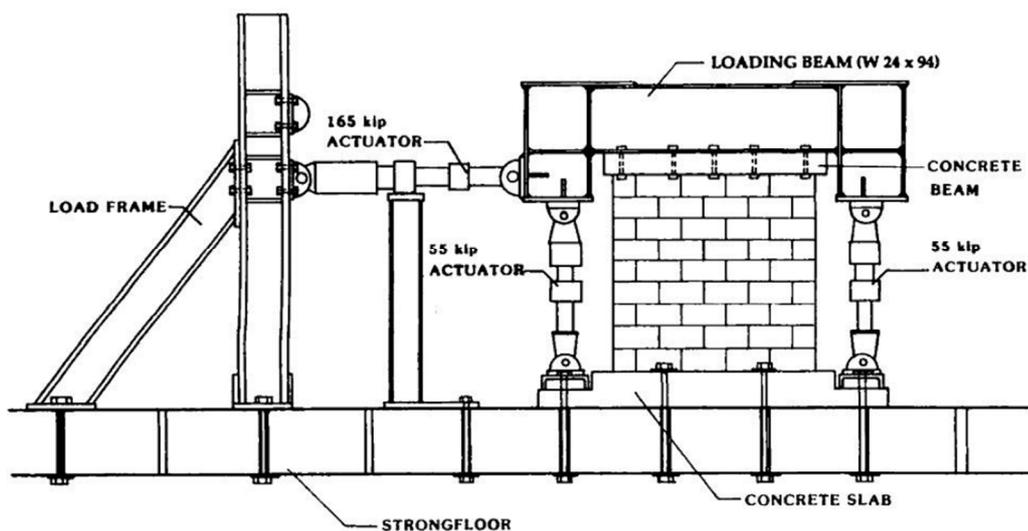


Figura 2-7: Prova di carico - Metodo Shing et al

I meccanismi a flessione e taglio furono indagati attraverso un modello numerico (UNCOLA) che fornì risultati simili ai test di laboratorio riproducendo i cicli di carico del campione. Venne però osservato che il modello sovrastima di circa il 20% il momento resistente ultimo nel caso di sforzo assiale nullo.

Venne inoltre ricavato il momento ultimo anche attraverso una semplice stima assumendo la resistenza a compressione tramite un diagramma stress-block ed un comportamento elasto – plastico perfetto dell'acciaio. I risultati di stima non sono però concordi con i dati di test sottostimando il momento ultimo anche se rappresentano meglio la resistenza a flessione e la duttilità dei setti.

I risultati dei test vennero suddivisi secondo la capacità dei setti di sviluppare comportamento duttile e deformarsi a flessione dove entrambe le metodologie di stima produssero risultati quasi eguali in termini di snervamento dell'armatura longitudinale e spostamento ultimo.

La capacità dei setti di sviluppare duttilità con riferimento sia alla curvatura che allo spostamento ultimo è inversamente proporzionale allo sforzo assiale applicato.

Anche se precedenti studi dimostravano un rapido decremento della duttilità associata all'assorbimento degli sforzi flessionali da parte dell'armatura longitudinale questo studio dimostra come la duttilità sia prevalentemente associata alla presenza di armatura orizzontale. La bassa duttilità è associata difatti a meccanismi di rottura prevalentemente a taglio (rotture fragili) che possono essere prevenuti con aumenti considerevoli di armatura apposta.

La capacità di resistere a taglio viene osservato come incrementi in funzione dell'armatura a flessione e dello sforzo assiale applicato. La capacità di assorbire deformazioni di taglio (rigidezza dei setti) subisce essa stessa un aumento vista la riduzione osservabile nelle fessure nelle prove maggiormente armate longitudinalmente e orizzontalmente e con alte percentuali di sforzo assiale applicato. La resistenza residua, una volta aperte le fessurazioni di taglio non rispecchia quanto osservato dai test sperimentali.

Eikanas

Eikanas, nel 2003, esaminò gli effetti osservabili sulla muratura armata variando il rapporto tra base e altezza del setto e la quantità di armatura longitudinale inserita per murature sollecitate a taglio. Eikanas analizzò inoltre le sue osservazioni in comparazione con i limiti di armatura richiesti dal Codice Internazionale per le Costruzioni (IBC – 2000). Furono considerate sette setti in muratura armata confinati (cantilever wall). Ogni setto venne sottoposto a carichi ciclici nel piano e tre carichi assiali costanti pari a 27 psi (1.86 Mpa). I rapporti h_u/L_w tenuti sono stati rispettivamente di 0.72, 0.93, 1.5 e 2.1.

L'armatura longitudinale per i test è stata di No. 5 barre ogni 8 o 16 in. (20.32 o 40.64 cm.), e armatura orizzontale di No. 4 barre ogni 16 in. (40,64 cm.).

Quattro dei test effettuati vennero eseguiti con il massimo rapporto di armatura permesso da IBC pari a $\rho_{max} = 0.0026$ mentre i restanti tre con rapporto quasi pari al doppio del massimo permesso.

2. INTRODUZIONE

Le analisi effettuate riguardarono osservazioni visive sulle performance, misurazioni di carico e spostamento, comportamento rispetto ai drift imposti, spostamento ultimo per comportamento duttile e misure sulla curvatura raggiunta.

Le analisi visive furono utili a esaminare il comportamento rispetto a quello previsto dai precedenti studi, misurando le fessurazioni avvenute, i possibili cedimenti dovuti ad eccesso di compressione al piede o risposte fuori dal presupposto comportamento teorico. Il comportamento dei campioni venne plottato creando una curva di isteresi carico – spostamento e determinare il degrado rispetto ai cedimenti dovuti a compressione alla base.

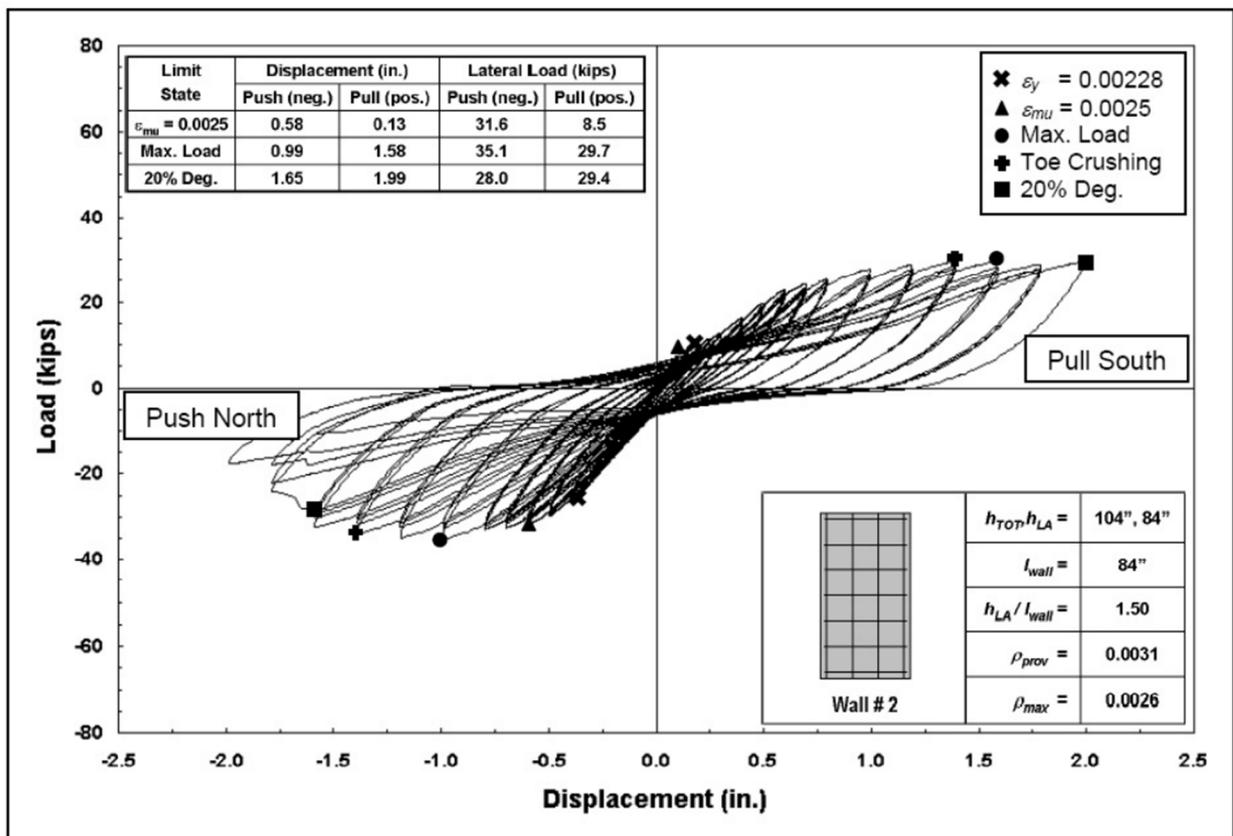


Figura 2-8: Analisi Cicliche Eikanas

Qui viene riportato un esempio di curva ricavata per un campione di prova da parte di Eikanas. Nell'angolo in alto a destra vengono fornite le indicazioni per osservare la risposta della muratura durante il ciclo di isteresi. Il drift viene calcolato come il rapporto tra lo spostamento laterale subito e l'altezza del campione. Lo spostamento duttile viene ricavato come lo spostamento ultimo, ricavato al 20% del degrado limite misurato e lo spostamento ricavato a snervamento dell'acciaio sul campione.

Eikanas valutò la correlazione esistente tra i vari meccanismi di rottura e i rapporti di armatura longitudinale, la dimensione della base e l'altezza del campione.

Uno dei setti armati esibì ampie fessurazioni per sliding che vennero ridotte con aumenti sostanziali di armatura a flessione negli altri test. Lo sliding, soprattutto in murature con rapporto tra base e altezza uguale, comporta una sottostima della capacità ultima di spostamento totale.

Un'altra conclusione rilevante dai test condotti fu che nel caso di murature con rapporti tra base e altezza molto bassi le deformazioni per taglio tendono ad essere predominanti rispetto ad un comportamento flessionale.

Raggiunta la deformazione massima della muratura, 0.0025, la capacità di spostamento incrementa con riferimento all'armatura longitudinale inserita. La capacità di spostamento subisce un visibile decremento raggiunto il picco di carico massimo sopportabile dalla muratura.

Tutti i setti armati presi in considerazione mostrano comunque una capacità di raggiungere deformazioni a spostamento ben superiori dei limiti imposti dal IBC.

Voon e Ingham

Per esaminare il comportamento nel piano della muratura armata in calcestruzzo Voon and Ingham (2006) esaminarono 10 campioni in accordo alle normative della Nuova Zelanda. Lo studio esaminò gli effetti dovuti allo sforzo assiale applicato, percentuale e distribuzione dell'armatura, tipologia di malta, rapporto tra sezione di base e altezza del setto.

Tutti i paramenti murari, ad eccezione di due, erano setti quadrati con lato pari a 1800 mm, otto di questi erano totalmente riempiti con malta mentre due di questi erano solo parzialmente riempiti dove venne disposta l'armatura longitudinale e l'armatura a taglio.

Tutti i setti furono sollecitati da carichi ciclici nel piano, mentre a due paramenti fu applicato anche dello sforzo assiale con direzione normale alla sezione di base. Ad ogni paramento furono applicati due cicli di carico (0.5, 1, 2, 4, 6, 8, 10, 12 e 14 mm.) e i test furono bloccati una volta arrivati a rottura (20% di calo registrato nella resistenza del setto). La rottura prevista per 7 degli 8 paramenti era a taglio mentre solo per il restante paramento si prevedeva rottura per flessione.

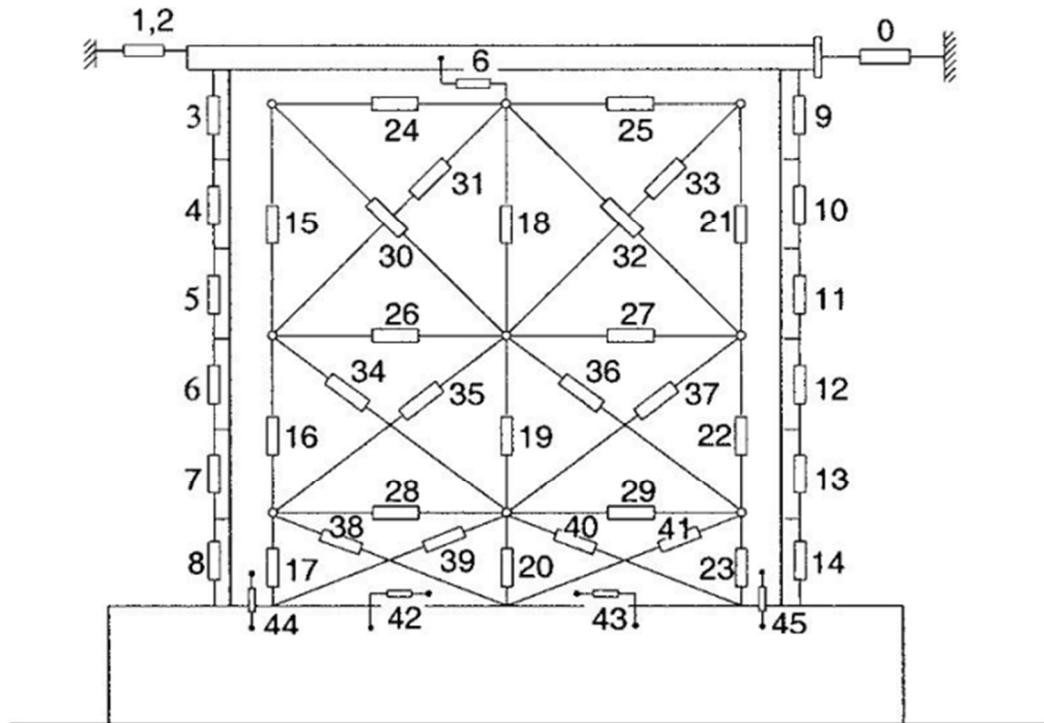


Figura 2-9: Voon and Ingham test di carico

Venne invece osservata solamente per due setti una rottura per flessione e taglio mentre i restanti setti osservarono una rottura per taglio. Le cause dovute alla rottura combinata per taglio e flessione nei due paramenti si concluse fossero dovute alla mancanza di sforzo assiale applicato e la bassa percentuale di armatura specifica a taglio inserita che influenzava il comportamento a taglio della muratura. Venne inoltre osservato che la fessurazione per taglio, non incrementò durante la prova all'aumentare del carico sviluppando un cinematismo duttile ad alta dissipazione di energia.

Si osservò anche che i due setti parzialmente riempiti osservarono una minore resistenza al taglio, oltre ad un decremento della resistenza a taglio per i setti a maggiore snellezza.

Mjelde

Mjelde nel 2008 esaminò gli effetti della fessurazione dovuta alla sovrapposizione di armatura nelle murature in calcestruzzo soggette a sforzi di taglio. Venne considerata la variazione delle seguenti variabili: metodo di test, l'area dell'armatura, l'interasse tra le armature, copriferro, e la posizione dell'armatura e le sue sovrapposizioni.

Vennero tenute per 9 setti di test differenti tipologie di sovrapposizione tra l'armatura longitudinale e l'armatura di fondazione, mentre per 9 campioni venne utilizzata la medesima

tipologia di sovrapposizione ma modificati i metodi di applicazione del carico e successivamente comparati i risultati.

L'armatura a flessione, dimensionata rispettivamente con No. 6 o No. 8 barre longitudinali con 3 differenti tipologie di interasse.

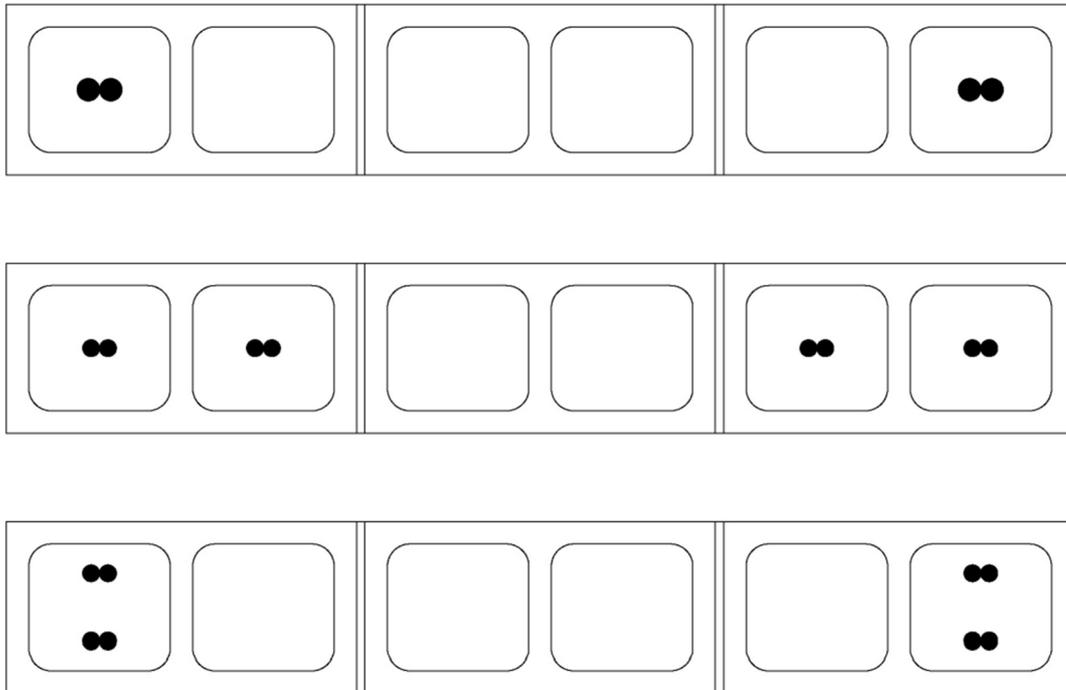


Figura 2-10: Distribuzione barre armatura Mjelde

La prima configurazione riprende la comune disposizione delle barre longitudinali nei setti armati, la seconda un rinforzo aggiuntivo nella foratura adiacente mentre la terza un rinforzo aggiuntivo nella stessa cella.

Le equazioni usate per il dimensionamento dell'lunghezza di sovrapposizione delle barre, un'equazione semplificata dal codice delle buone norme costruttive della Nuova Zelanda pubblicato nella versione antecedente al 2005 e un'equazione maggiormente accurata ricavabile dal MSJC del 2005.

La prima prevedeva come lunghezza di sovrapposizione una dimensione pari a 48 volte il diametro di armatura mentre la seconda viene ora riportata:

$$l_d = \frac{0.13d_b^2 f_y \gamma}{K \sqrt{f'_m}}$$

Dove d_b è il diametro delle barre, γ è pari a 1 per barre in No. 3 a No. 5, 1.3 per barre da No. 6 a No. 7, e 1.3 per barre da No. 8 a No. 11; mentre K è la minima distanza tra le barre di armatura o almeno $5d_b$.

Non ci fu nessuna rilevante differenza comparando i valori tensionali di test nei campioni o andando ad analizzare i cicli di carico nel piano.

Venne però notata una diminuzione notevole di resistenza ultima dei setti armati con la terza disposizione di armatura presentata anche dal punto di vista dello spostamento ultimo.

L'equazione semplificata per il calcolo della lunghezza di sovrapposizione fornì ottimi risultati dal punto di vista prestazionale ad eccezione delle casistiche di ultima configurazione nell'immagine precedente che esibiscono una capacità molto minore serraggio tra le armature.

L'equazione MSJC ha fornito una rappresentazione accurata delle prestazioni per i campioni con No. 6 barre, compresi i campioni con copertura ridotta. Tuttavia, la capacità dei campioni con No. 8 barre hanno raggiunto solo l'80% della capacità ultima aspettata.

Shedid et Al.

L'obiettivo degli studi condotti da shedid et al. Nel 2008 fu quello di analizzare le correlazioni presenti nel comportamento inelastico dovuto a carichi ciclici nel piano in relazione alla percentuale di armatura longitudinale presente nelle murature armate in calcestruzzo.

Tutti i test condotti in laboratorio furono eseguiti fino ad un calo del 50% nella resistenza della muratura.

Due paramenti testati includevano una rilevante percentuale di sforzo assiale applicato.

Tutti i setti avevano un rapporto tra base e altezza pari a 2 con dimensioni rispettivamente di 3.6 m e 1.8 m per indurre un comportamento flessionale.

Le armature longitudinali vennero ancorate alla fondazione senza necessita di sovrapposizione alla base ed estese fino alla sezione superiore della muratura.

Per prevenire la possibilità di innescare dei meccanismi di taglio la progettazione dei setti fu eseguita in accordo ai requisiti imposti dal Codice MSJC del 2005. La tipologia di setti variava tra progettazione ordinaria, intermedia e superiore. Vennero posizionati dei dispositivi per misurare gli spostamenti e la forza esercitata tra i conci (string potentiometers, strain

gauges). Gli spostamenti rilavati vennero successivamente convertiti in misure tensionali con riferimento ad ogni setto.

Tutte le murature armate subirono cinematismi di rottura a flessione, così potendo correlare la tipologia di rottura al comportamento simmetrico garantito dalla disposizione longitudinale dell'armatura, il rapporto tra base e altezza pari a 2 e adeguate assunzioni relativamente allo sviluppo della cerniera plastica.

Il carico venne aumentato con andamento lineare fino al raggiungimento della rottura per toe crushing (rottura per compressione) alla base dei setti.

Le misure ottenute dai test sperimentali vengono poi comparate con quelle ottenute tramite le formulazioni teoriche andando a considerare la muratura sia con muratura longitudinale e successivamente calcolata senza il rinforzo a compressione.

Il Codice MSJC raccomanda di ignorare l'armatura di compressione nella progettazione a flessione a meno che non sia lateralmente legata. Gli autori hanno notato che l'aggiunta di armatura a compressione è trascurabile.

La resistenza a flessione delle pareti dipendeva principalmente dalla quantità di armatura a flessione piuttosto che dalla distribuzione dell'armatura e dall'aumento dei carichi assiali. La duttilità allo spostamento dipendeva dalla percentuale di armatura a flessione e diminuiva leggermente con l'aumento dei carichi assiali.

Gli autori hanno proposto due alternative per calcolare i valori teorici della duttilità in spostamento. La prima opzione suggerisce di considerare lo spostamento in duttilità all'1% del drift della struttura o usando Δ_{ye2} e $\Delta_{1\%}$ in figura sottostante.

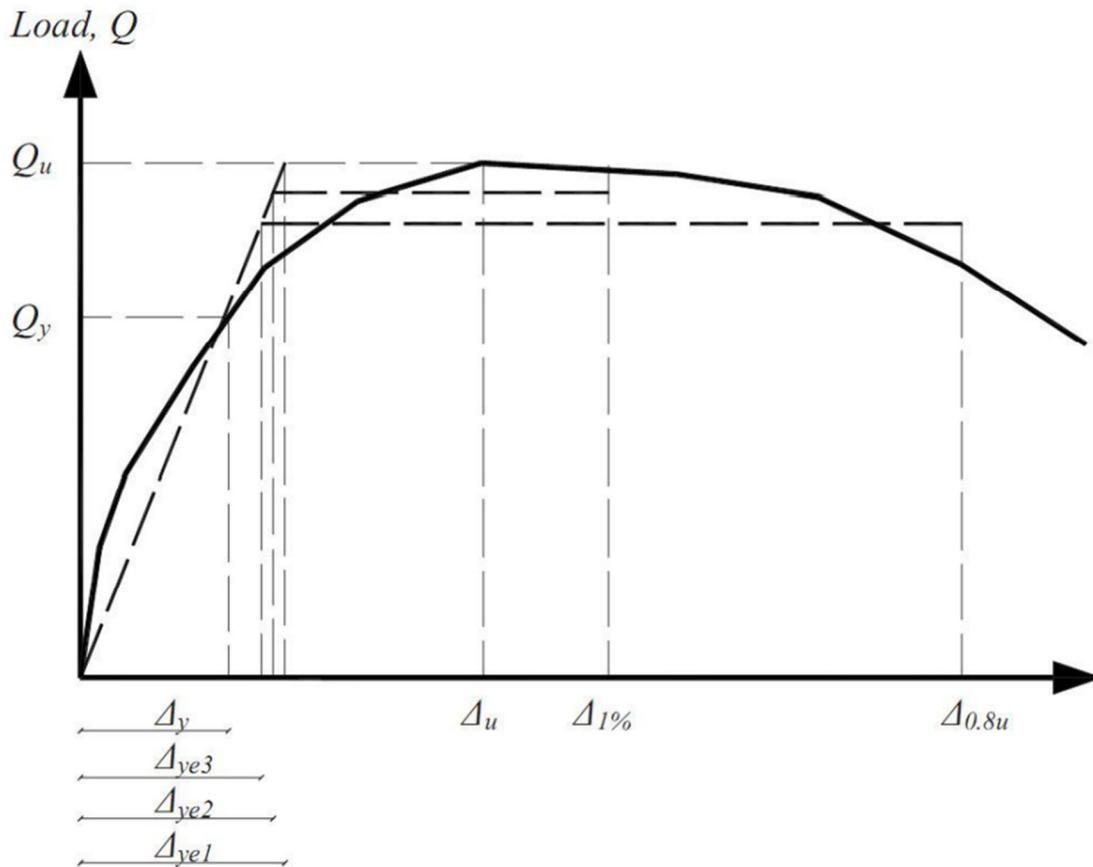


Figura 2-11: Curva di duttilità proposta da Shedid et al

La seconda opzione suggerita è quella di ricavare lo spostamento all' 80% di degrado, o usando $\Delta_{0.8u}$ e Δ_{ye3} . Tutte e due le alternati richiedono di trovare l'energia equivalente sotto la curva carico – spostamento.

La duttilità in spostamento è indicazione dell'energia dissipata associata a danno e deformazione della struttura. Nei test effettuati si nota elevata energia di dissipazione associata a deformazioni rilevanti fino a rottura. La deformazione a snervamento, direttamente associata alla duttilità in spostamento, incrementa all'aumentare del carico assiale e dell'armatura a flessione.

Vanghan

Vanghan studiò il comportamento di 67 murature armate studiate in 6 precedenti test. Tutti i test furono condotti su murature conformi al codice del 2008 MSJC.

In tutti i setti fu imposto uno spostamento controllato nel piano fino a rottura degli stessi. Le murature vennero catalogate in funzione della categoria di appartenenza specificata dal codice (ordinaria, intermedia, speciale).

Le due principali caratteristiche, drift e duttilità, vennero correlate con i parametri principali che governano il comportamento dei cinematismi di rottura: rapporto base e altezza, rapporto di armatura longitudinale e orizzontale e lo sforzo assiale applicato. I valori teorici della duttilità furono comparati con i livelli raggiunti da ogni prova con cinematismo di rottura a flessione, non considerando i valori per le murature con cinematismo di rottura a taglio.

Ci furono 29 setti con cinematismo a flessione e 38 con cinematismo di rottura a taglio. Tutte le murature erano completamente riempite e composte da blocchi in laterizio o calcestruzzo, dove la maggior parte delle murature erano confinate esternamente.

I test condotti rilevarono un sufficiente grado di approssimazione rispetto alle previsioni ricavate dal codice MSJC.

Le murature ordinarie constatavano del minor grado di duttilità mentre le murature speciali riuscivano ad ottenere valori ottimali di duttilità.

Seppure i risultati ottimali delle prove, nel quadro statistico si può notare una rilevante presenza di dati non conformi dovuti probabilmente alla presenza di altri meccanismi di rottura quali, sliding, rocking o toe crushing.

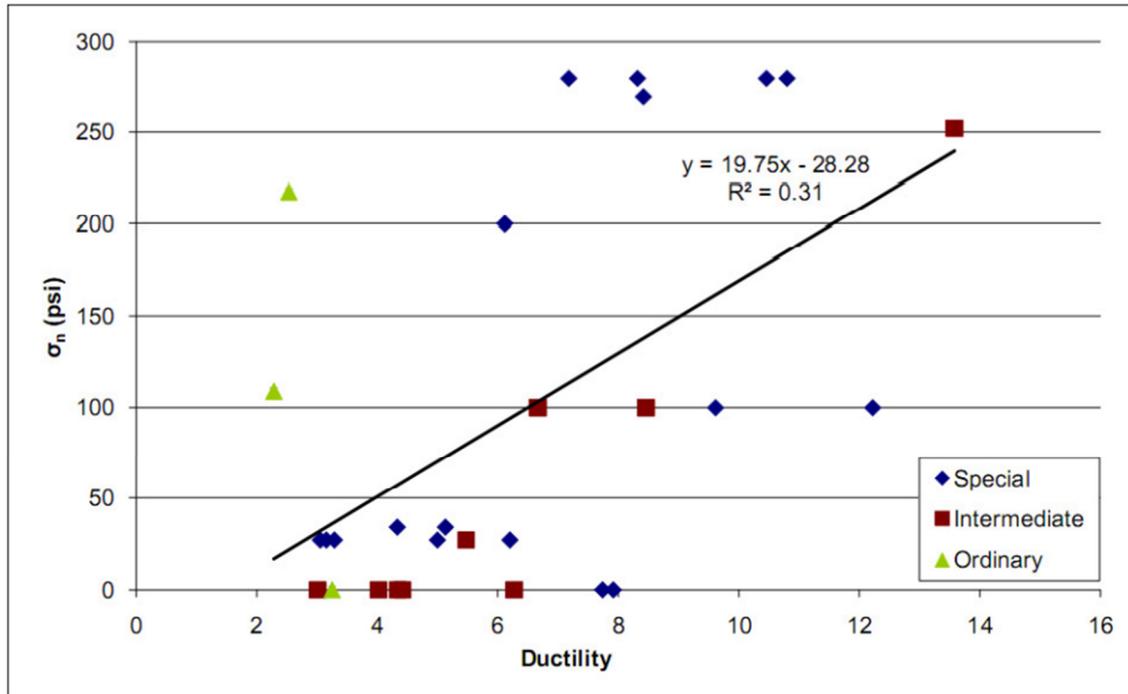


Figura 2-12: Comparazioni Vanghan sulla duttilità di test

I risultati ottenuti per il drift, definito come il rapporto tra lo spostamento e l'altezza dei setti, contenevano anch'essi una certa variabilità ma non rilevante.

Vanghan concluse che i setti che mostravano una rottura duttile osservavano drift leggermente superiori al 1% mentre per i cinematismi a taglio i drift risultavano leggermente inferiori all'1%.

Si può inoltre osservare dai dati ottenuti che sostanziali valori di carico assiale applicato comportavano una diminuzione della duttilità mentre quest'ultima aumentava all'aumentare del rapporto tra base e altezza o in relazione ad aumenti dell'armatura specifica a taglio. La duttilità diminuiva invece in relazione ad aumenti di armatura flessionale.

Il rapporto di armatura, sia orizzontale che verticale, non incideva invece sullo spostamento massimo ottenuto.

2.3.2 Comportamento a Rottura della Muratura Armata

La ricerca nel comportamento dei carichi ciclici applicati alla muratura armata e i suoi principali meccanismi di collasso nel piano sono di grande importanza data l'elevata richiesta in termini di sicurezza che viene assegnata a questo tipo di setto murario.

Numerosi esperimenti di laboratorio e numerici sono stati condotti su questa tipologia e vengono qui riassunti i principali meccanismi di collasso individuati e la loro correlazione secondo i principali studi effettuati.

Il comportamento a rottura della muratura armata sotto carichi sismici può essere dedotto applicando carichi statici, non lineari con direzione parallela alla base del setto tramite l'uso di alcuni martinetti idraulici.

Per una rappresentazione più realistica dovranno essere rappresentati anche carichi che comportano rotture fuori piano e in direzione assiale al setto.

Le principali caratteristiche che influenzano le differenti tipologie di collasso del setto sono lo sforzo assiale, insieme al rapporto di armatura e la sua distribuzione all'interno del paramento portando a differenti tipologie di rottura a taglio della stessa.

L'individuazione della modalità di rottura del setto, con particolare riferimento a quella che si verifica per taglio, è di fondamentale importanza perché ne identifica la successiva modalità di collasso.

Le principali modalità di rottura a taglio individuate in letteratura sono il taglio (shear), la flessione (flexure), il ribaltamento (rocking) e lo scorrimento (sliding) (Paulay & Priestley, 1992), visibili in Figura 3.1. Nel caso di appropriato dimensionamento dell'ancoraggio alle fondazioni la rottura predominante sarà quella a taglio e flessione.

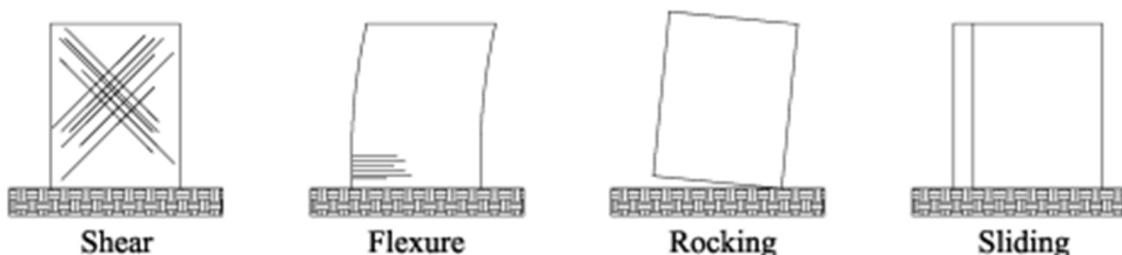


Figura 2-13: Meccanismi di rottura

Il meccanismo di collasso a flessione è solitamente associato ad una rottura duttile e la capacità del setto murario di deformarsi in modo non elastico sotto le azioni cicliche con piccole fessurazioni indotte.

La rottura a taglio del setto è invece associata ad una rottura fragile e la difficoltà di produrre deformazioni inelastiche portando ad ampie fessurazioni e rapido degrado dei meccanismi resistenti del paramento.

Vista la differente tipologia di meccanismi di collasso associati ai differenti meccanismi di rottura e la loro capacità di assorbire le azioni applicate è preferibile una rottura duttile ad una rottura fragile per taglio.

Il meccanismo di rottura a taglio, anche se preferibile evitarlo è comunque difficile da prevenire soprattutto per murature di forma quadrata individuate con rapporto tra base e altezza minore di 2 (Paulay & Priestley, 1992).

Questa tipologia di setti è solitamente presente in edifici caratterizzati da altezze modeste anche se è possibile incorrere in questa tipologia, anche per edifici di altezze elevate.

La rottura per taglio è caratterizzata da tensioni diagonali (idealmente con angoli a 45°) che causano rottura fragile al setto e rapidi decrementi della resistenza dello stesso (Shing et al., 1990) e può verificarsi anche in setti particolarmente armati in direzione longitudinale.

Setti in muratura armata progettati a comportamento duttile, e associati solitamente a rotture di tipo flessionale possono sopportare spostamenti imposti rilevanti e senza alta dispersione delle caratteristiche meccaniche. La rottura a comportamento duttile è caratterizzata da snervamento elevato dell'acciaio per il rinforzo strutturale, formazione di cerniera plastica alla base e rottura per compressione nelle zone critiche della sezione, solitamente alla base del paramento (Paulay & Priestley, 1992; Shing et al., 1990).

La rottura per compressione alla base del setto, e difficilmente raggiungibile anche dopo il superamento del limite ultimo di rottura della muratura pari a 0.025 (Eikanas, 2003).

La cerniera plastica è un meccanismo facilmente raggiungibile nella rottura a taglio dei setti armati e solitamente è caratterizzata dallo snervamento delle armature alla base. La lunghezza di cerniera plastica è correlata alla duttilità della struttura ricavabile da quest'equazione fornita da Paulay and Priestley (1992):

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3(\mu_{\phi} - 1) \left(\frac{l_p}{l} \right) \left(1 - 0.5 \frac{l_p}{l} \right)$$

Dall'equazione appena esposta possiamo notare come la duttilità in spostamento μ_{Δ} viene ricavata come funzione della duttilità in curvatura μ_{ϕ} , e del rapporto tra la lunghezza del setto e quella della lunghezza associata alla cerniera plastica $\frac{l_p}{l}$.

La duttilità in spostamento è difatti associata al rapporto tra lo spostamento ultimo Δ_u e lo snervamento ultimo raggiunto dalla barra di armatura più esterna Δ_y .

Viene fatto notare come lo spostamento ultimo e lo spostamento a snervamento non siano ricavabili in modo univoco (Priestley et al., 2007; Shedid et al., 2010). Priestley (1986) concluse che lo spostamento duttile di un setto sollecitato a taglio dipende dallo sforzo assiale normalizzato $[P/(f'_m A_g)]$, la percentuale di armatura del setto (ρ) e la resistenza caratteristica a compressione della muratura f'_m .

SLIDING

Il comportamento a sliding dei setti murari armati avviene solitamente alla base di edifici di altezza modesta o nelle sezioni di passaggio in edifici di media altezza.

Nelle murature armate in cui si ricerca la duttilità con poca presenza di armatura verticale e quindi un basso rapporto tra armatura longitudinale e sezione di base è solito incorrere in questo tipo di meccanismo di rottura anche per carichi ciclici di modesta entità in collaborazione con sforzi assiali applicati non relativamente elevati.

Le tipologie di sezioni solitamente più sollecitate sono quelle dove il rapporto tra h_u/L_w è inferiore a 1.5 (incluse sezioni quadrate).

Il comportamento a sliding solitamente occorre per alta domanda di comportamento inelastico della struttura con richiesta di duttilità solitamente sopra al 0.75% del drift.

Lo sliding può verificarsi quando la resistenza del paramento murario a scorrimento viene raggiunta precedentemente allo snervamento dell'armatura, o quando la resistenza a scorrimento è superata dopo che il setto ha sopportato ripetuti cicli di carico che hanno portato ad un comportamento inelastico dello stesso.

Quest'ultimo scenario è stato osservato in numerose prove sperimentali poiché i protocolli di carico sono solitamente caratterizzati da cicli di carico – scarico dei setti con elevate richieste di spostamento imposto.

La resistenza allo scorrimento è inversamente proporzionale al numero di cicli di carico e scarico applicati al setto data la correlazione della stessa con la perdita di attrito e coesione alla base. Viene inoltre osservato come lo snervamento delle armature longitudinali a rinforzo del setto e l'elevata tensione a cui sono sottoposte incide in modo negativo sulla resistenza dello stesso allo sliding. Questi due fattori comportano una fessurazione a scorrimento sempre maggiore con conseguente difficoltà a chiudersi durante i cicli di scarico.

Per carichi ciclici, i setti progettati con comportamento duttile e incorrere in una rottura a flessione incorrono solitamente in un'iniziale elevata fessurazione da sliding alla base dove il momento dovuto al ciclo di carico risulta maggiore.

Le barre longitudinali invece vanno incontro a snervamento e comportamento plastico dove si verificano le principali fessurazioni dovute al meccanismo di rottura come risultato delle forze di taglio concentrate che comportano la rottura della muratura stessa dovute all'elevata concentrazione tensionale.

Il setto, grazie alle riserve di resistenza ancora in essere, allo sforzo assiale dovuto al peso proprio e a parte del momento dovuto al carico ciclico potrebbe garantire ancora sufficiente resistenza a scorrimento per prevenire un eventuale degrado e un incremento delle deformazioni da sliding.

Nel momento di inversione del ciclo di carico ci sarà un'ampia concentrazione di tensioni alla base del setto nella zona di compressa che comporteranno lo sviluppo di fessure orizzontali. Per cicli di carico dove la forza applicata non è troppo elevata, la fessurazione alla base potrebbe correre lungo tutta la sezione del paramento e imporre al rinforzo longitudinale in zona compressa (già soggetto a tensioni rilevanti nel precedente ciclo di carico) di sopportare per la sua interezza gli sforzi applicati. Di conseguenza la resistenza a scorrimento fornita dall'armatura longitudinale dai meccanismi di adesione tra muratura, malta e mattone che sviluppano tensioni tangenziali che si oppongono alla fessurazione saranno notevolmente ridotti portando a deformazioni di sliding notevoli vista la loro importanza nell'opporsi a moti di scorrimento.

Successivamente all'inversione del ciclo di carico, e lo spostamento della zona compressa, la resistenza a scorrimento vede incrementi rapidi dovuti a sforzi interni alla "Coulomb" lungo la zona precedentemente fessurata a Sliding.

Si può osservare che le zone dove la muratura viene rotta provoca compenetrazione della stessa tra i blocchi provocando allungamenti localizzati dell'armatura longitudinale che, come visto, precedentemente provocava forze di serraggio tra i blocchi ed impediva lo scorrimento.

Durante le ultime fasi di carico, quando il setto risulta caricato in modo prossimo alla rottura, l'armatura longitudinale in zona compressa risulterà già snervata a compressione fornendo basse capacità di sviluppare forze di attrito e coesione rispetto alla tensione applicata.

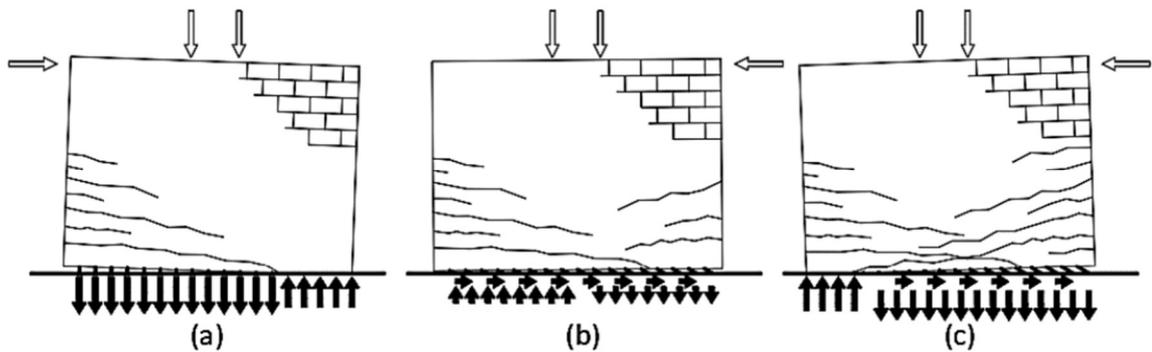


Figura 2-14 Sliding behaviour initiated as a result of a flexural response: (a) the onset of flexural

In conclusione, la deformazione per sliding è un fenomeno difficilmente controllabile poiché intercorrono molteplici fattori che possono influire sulla resistenza del setto murario. Si può però assumere che le fessurazioni da sliding si stabilizzino poiché la resistenza stessa allo scorrimento aumenta in modo maggiore alla resistenza fessurativa del setto stesso.

ROCKING

Il comportamento a Rocking, per muratura armata progettata a comportamento duttile, è solitamente associato ad ampie deformazioni flessionali che possono verificarsi prima di rotture dovute alla concentrazione di tensioni per sovrapposizione di armatura o in setti con bassi rapporti di armatura verticale.

Nel caso di rottura per sovrapposizione di armatura, questa avviene alla base del setto ed è caratteristica nel caso la sovrapposizione tra l'armatura di fondazione e l'armatura verticale non sia opportunamente dimensionata. Si nota inizialmente una fessurazione verticale in prossimità della sovrapposizione di armatura e successivamente la formazione di fessurazioni orizzontali e distacco del copriferro dovuto all'alta concentrazione di tensioni nel giunto armato.

Ne consegue un rapido degrado delle caratteristiche meccaniche della muratura armata poiché viene persa la possibilità di distribuire le tensioni lungo il giunto di sovrapposizione e il setto inizia a mostrare un cinematismo di ribaltamento attorno a tale giunzione.

Cinematismi di ribaltamento sono facilmente verificabili nel caso di setti armati longitudinalmente in modo leggero (rapporto di armatura longitudinale rispetto alla sezione di base inferiore a 0.3) o in setti a cui è stata già richiesta un'elevata domanda di duttilità (drift imposti superiori al 2.5%). Il comportamento a Rocking può comportare instabilità dell'armatura longitudinale dovuta all'esposizione delle armature e alla successiva mancanza di confinamento.

TOE CRUSHING

La rottura della zona compressa, in setti murari progettati in modo duttile sotto cicli di carico e scarico, è solitamente dovuta all'elevata domanda in fase inelastica richiesta dalla zona compressa e da cinematismi di spalling alla base. Questa tipologia di rottura solitamente governa l'ultimo stadio di carico dei setti, che solitamente in fase iniziale dimostrano cinematismi di rottura flessionali e che successivamente vengono caricati con richieste di spostamento superiori al limite per snervamento dell'armatura longitudinale del setto (setti ove si richiede una domanda in spostamento superiore al 50% del drift laterale).

La rottura della zona compressa avviene quando la resistenza a compressione di tale zona viene superata dalle tensioni a compressione applicate.

Se il setto viene realizzato con elevate percentuali di armatura longitudinale, così da precludere snervamento dell'armatura antecedenti alla rottura per compressione della zona compressa (sovradimensionando così il setto) si potrebbe precludere la formazione di meccanismi flessionali che comportano comportamenti duttili.

Vista la tipologia di cinematismo di rottura, coincidente con elevate richieste di spostamento, questa solitamente è strettamente correlata alle prescrizioni di duttilità prevista nelle normative.

3 APPROCCIO ALLA MODELLAZIONE DMEM

Il seguente elaborato utilizza un metodo di analisi presentato in letteratura come *Discrete Macro-Element Model* (DMEM), studiato in letteratura per comportamenti lineari della muratura ordinaria (Caliò, Marletta, Pantò 2012 [1]) ed in struttura mista muratura-calcestruzzo armato (Caliò, Pantò 2014[3]). Il comportamento di ogni elemento strutturale, quali fasce di piano e maschi murari viene perseguito attraverso una classe di modelli definiti come *macroelementi strutturali* attraverso un unico elemento computazionale. A seconda del grado di dettaglio perseguito è possibile utilizzare una mesh composta da più macroelementi così da cogliere con un certo grado di accuratezza i meccanismi di collasso strutturale.

I modelli DMEM in origine vennero perseguiti come cinematiche bi-dimensionali e coglievano quindi solamente il comportamento nel piano degli elementi, solo successivamente attraverso alcuni studi si è esteso il comportamento ad una cinematica 3D (Minga 2020 [6]).

La validazione di questo approccio, ampiamente perseguita in letteratura (Marques Lourenco 2011[16], 2014[17]) è stata anche perseguita per analisi di vulnerabilità sismica (Maio 2020 [19]).

Il seguente elaborato, attraverso la piattaforma Opensees sviluppa una versione di macromodello DMEM per cogliere il comportamento della muratura armata in seguito a carichi ciclici nel piano. La scelta della piattaforma Opensees è dovuta all'ampia libreria di legami costitutivi e algoritmi che facilita la parametrizzazione della mesh garantendo un certo grado di dettaglio alla modellazione sia in campo lineare che in campo non lineare.

3.1 Il modello DMEM-2D presente in letteratura

L'elemento discreto, parte della mesh, è costituito da un pannello anche chiamato quadrilatero articolato che governa la resistenza a taglio attraverso due molle diagonali a comportamento non lineare.

Gli elementi contigui, con cui ogni singolo pannello interagisce, governano la deformabilità assiale e flessionale. Questi ultimi elementi governano inoltre le caratteristiche di scorrimento quali i giunti di malta.

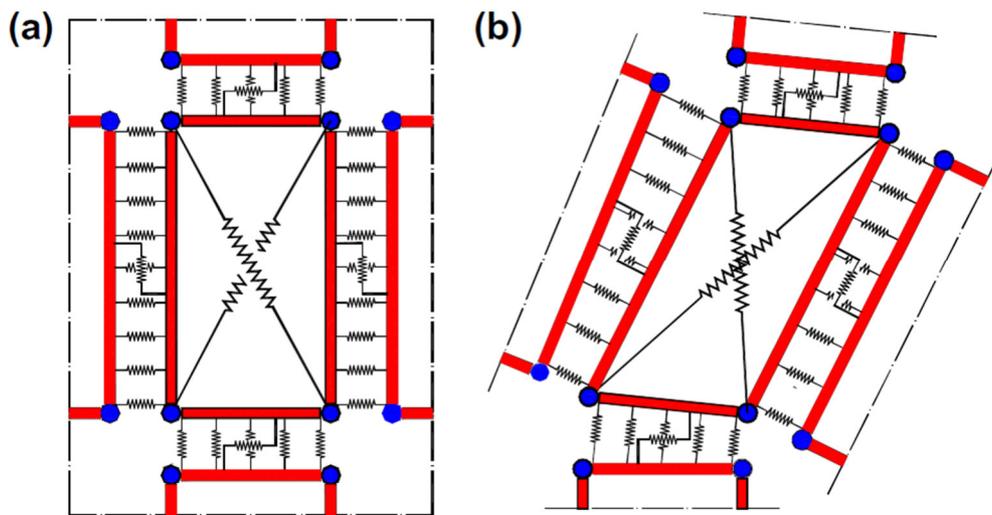


Figura 3-1 Schema meccanico del modello DMEM (a)configurazione indeformata e (b) configurazione deformata (Caliò, Marletta, Pantò 2012.)

Il movimento nel piano del pannello governa la quantità di gradi di libertà, pari a quattro. Tre di questi sono associabili a movimenti di corpo rigido e un ulteriore grado di libertà associabile alla deformazione tagliante. Come si denota in Figura 3-2, riportando anche la configurazione deformata, questi sono rappresentati come traslazioni rigide di ogni lato.

Le deformazioni delle interfacce sono associate allo spostamento relativo tra due pannelli e non vi è la necessità di esprimere un altro parametro Lagrangiano.

Per quanto concerne le caratteristiche cinematiche, sei gradi di libertà associati alla connessione tra due pannelli adiacenti, i gradi di libertà totali della struttura sono equivalenti al numero di elementi da cui è formata la mesh moltiplicati per 4 (Caliò Marletta Pantò 2012).

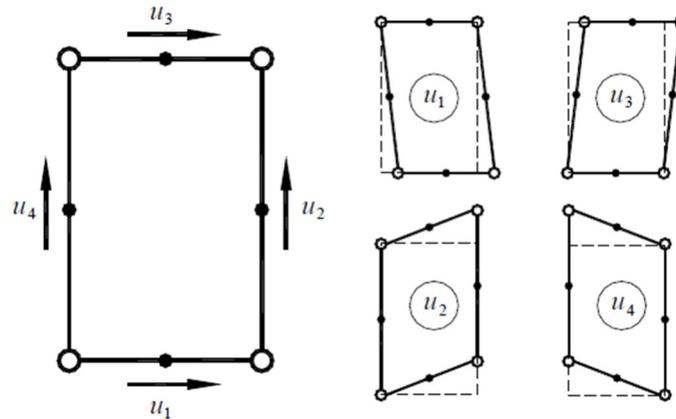


Figura 3-2 Gradi di libertà del macroelemento (Caliò, Marletta, Pantò 2012)

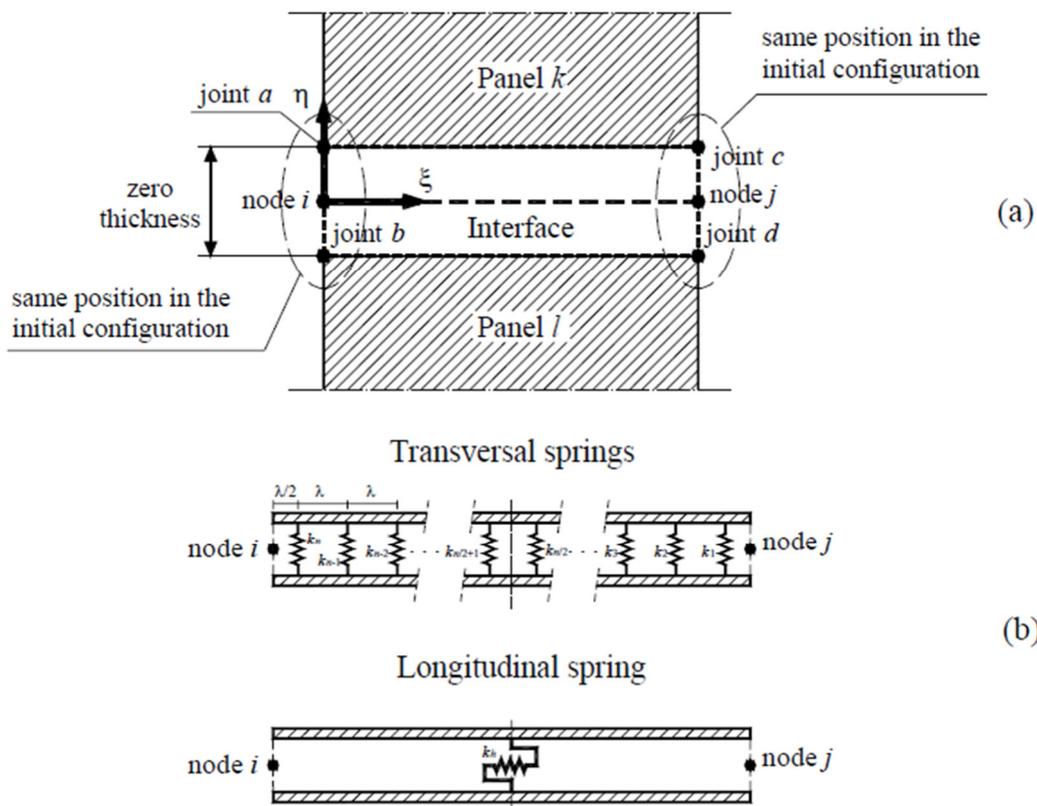


Figura 3-3 Interfaccia che connette due pannelli adiacenti: (a) sistema locale di riferimento e identificazione dei nodi; (b) molle di interfaccia

Il comportamento dell'interfaccia, Figura 3-3 che per chiarezza viene riportata con spessore, è governato da due soli nodi i e j .

La risposta normale viene governata dalle molle disposte in posizione trasversale all'elemento. Il numero di molle controlla in particolare il grado di accuratezza della mesh e la precisione nel cogliere i meccanismi di collasso associati al setto. La molla longitudinale controlla il comportamento a scorrimento tra i due pannelli.

La deformazione tagliante è invece governata dalle due molle diagonali che simulano la rottura per taglio con snervamento dei diagonali per taglio.

Il comportamento globale è quindi governato da un macro-elemento composto da più elementi che simulano specifiche azioni all'interno dello stesso potendo garantire una calibrazione accurata di ogni singolo parametro.

Il macro-elemento cerca di garantire un'adeguata e veritiera rappresentazione delle principali modalità di collasso:

1. Collasso per flessione chiamata anche "Rocking" (Fig.3.4 (a))
2. Rottura per fessurazione data da taglio diagonale (Fig.3.4 (b))
3. Rottura per scorrimento (Fig.3.4 (c))

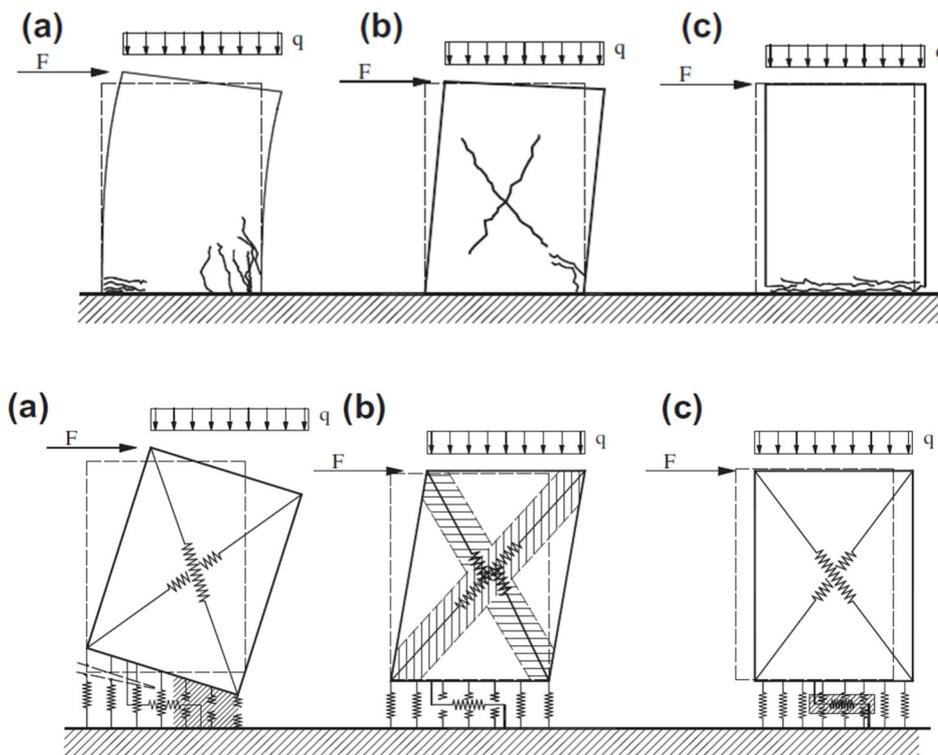


Figura 3-4 Modalità di rottura della muratura non rinforzata nel piano (in alto) e loro rappresentazione mediante il macromodello (in basso) (Caliò, Marletta, Pantò 2012)

Il macro-elemento, come precedentemente illustrato riproduce in modo qualitativo geometrie semplici quali machi murari e fasce di piano. In occorrenza di geometrie complesse, con forature quali porte e/o finestre (Fig. 3-5(a)) sarà possibile rappresentare il comportamento tramite una serie di macro-elementi (Fig. 3-5(b)). Nel caso si volesse raggiungere un certo grado di precisione si potrà optare per una discretizzazione più complessa (Fig. 3-5(c)).

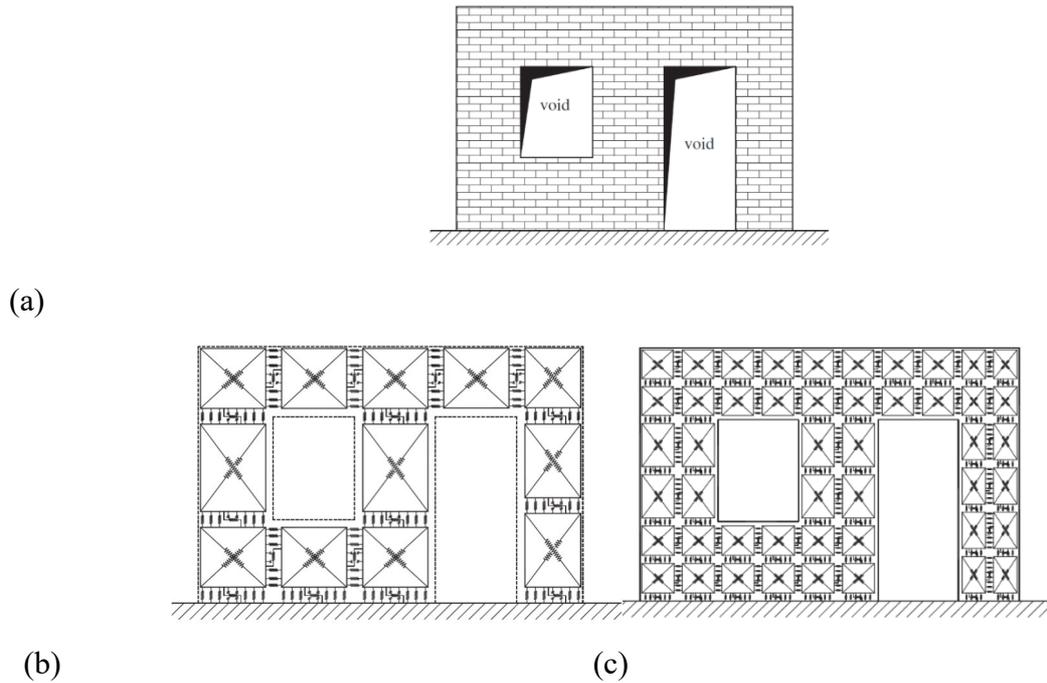


Figura 3-5 Parete muraria reale (a) e corrispondenti discretizzazioni a macro-elementi (b) e (c) (Caliò, Marletta, Pantò 2012)

3.2 Implementazione in Opensees

Il comportamento del pannello, nell'analisi presentata nella tesi, viene implementato attraverso la piattaforma Opensees attraverso una mesh regolare di macro-elementi (Fig 3-6). L'approccio non prevede di ricalcare in modo omogeneo la tessitura muraria seguendo quindi un modello mascoscopico.

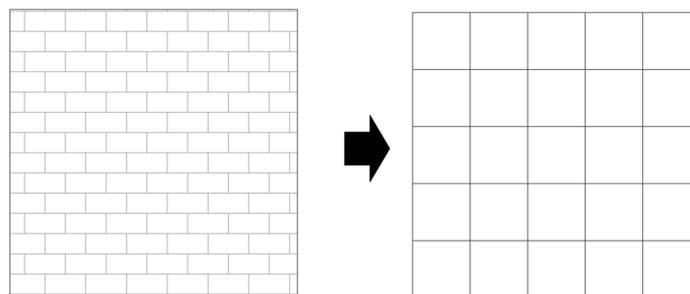
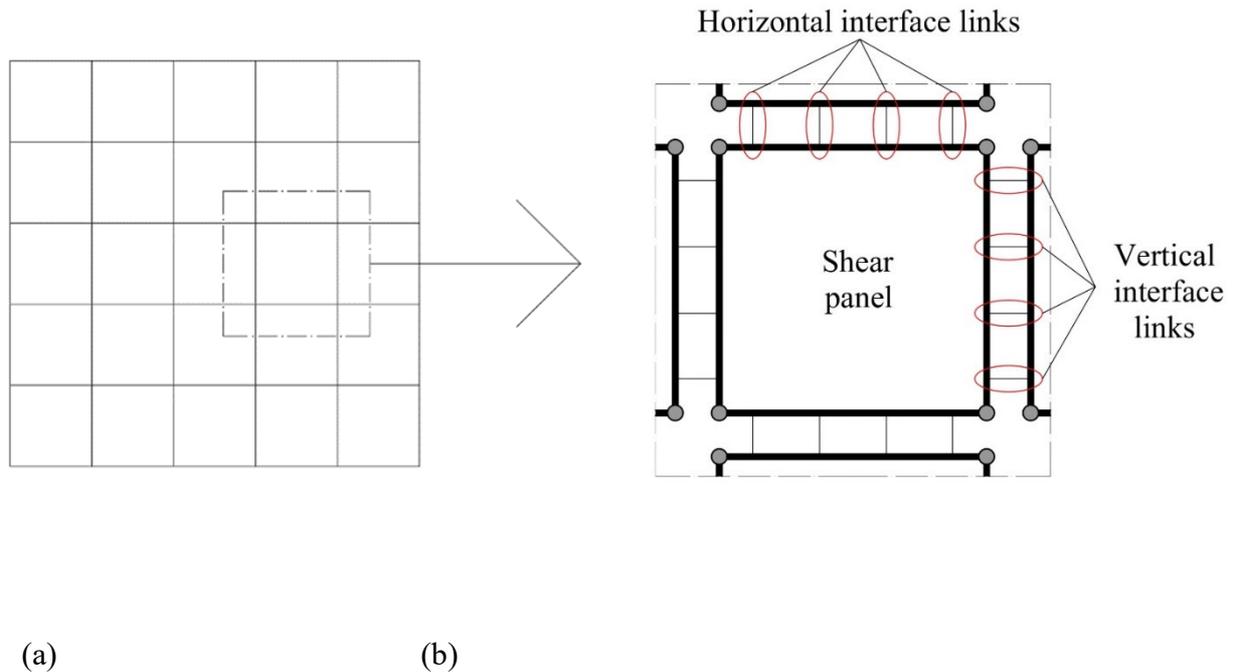


Figura 3-6 Simulazione di un pannello di muratura tramite un insieme di elementi discreti



(a) (b)
 Figura 3-7 Parete muraria suddivisa in elementi discreti(a); singolo elemento discreto che si collega con gli elementi adiacenti (b)

Il modello proposto per la rappresentazione del macro-elemento viene costituito da un elemento “shear panel”.

L’implementazione in Opensees viene eseguita attraverso elementi rigidi in grado di riprodurre il comportamento nel piano tramite tre gradi di libertà (due traslazioni e due rotazioni) denominati beam. Ogni lato del pannello viene vincolato attraverso giunzioni non reagenti a momento ma solamente a taglio così da simulare una cerniera e consentire solamente la deformabilità tagliante.

La geometria di ogni lato viene definita tramite due nodi in corrispondenza dei vertici del quadrilatero (Fig. 3-8(a)), appartenenti a due lati adiacenti e vengono imposte le equazioni di uguaglianza di traslazione senza vincolare la rotazione così da permettere al pannello la rotazione di ogni lato. Il comportamento a taglio dello shear panel è governato da due elementi

truss (reagenti unicamente a sforzo normale) posti lungo entrambe le due diagonali.

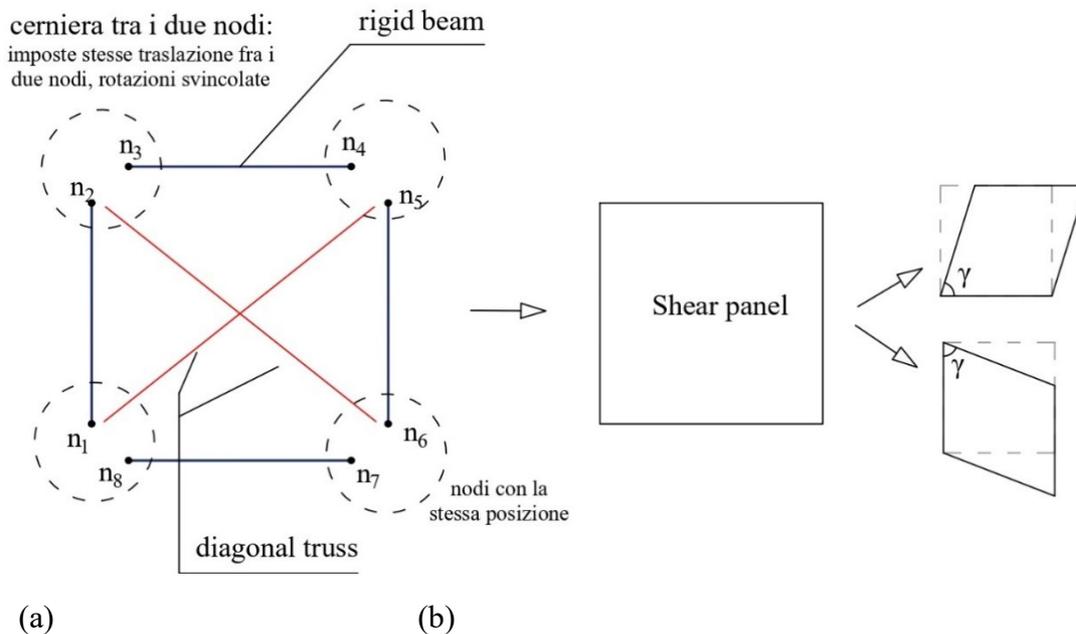


Figura 3-8 Modellazione del shear panel, elemento rigido con sola deformabilità a taglio

Tramite l'inserimento di link di collegamento non lineari, slider, viene controllato il comportamento assiale, flessionale e a scorrimento. Gli slider vengono disposti ad una distanza uguale tra loro e la quantità disposta identifica il grado di accuratezza del modello. La congruenza tra i link perimetrali ed il macroelemento viene controllata mediante nodi posti lungo i lati rigidi del quadrilatero, come visibile in Figura 3-9.

Nella figura viene rappresentato il nodo, che rappresenta la posizione dello slider nel shear panel creato. Vengono identificati nel primo termine da una sigla che richiama al pannello di appartenenza, il pannello con cui vengono connessi ed il numero dello slider nell'interfaccia.

La distanza a cui sono posti gli slider è pari a $\lambda=l/n$ in cui l è la lunghezza dell'interfaccia del pannello, uguale al lato interessato del *shear panel*, e n è il numero di slider presenti nell'interfaccia. Il *gap*, rappresenta lo spessore che viene identificato in modo finito e approssimato dal punto di vista del codice a zero (10^{-7} mm).

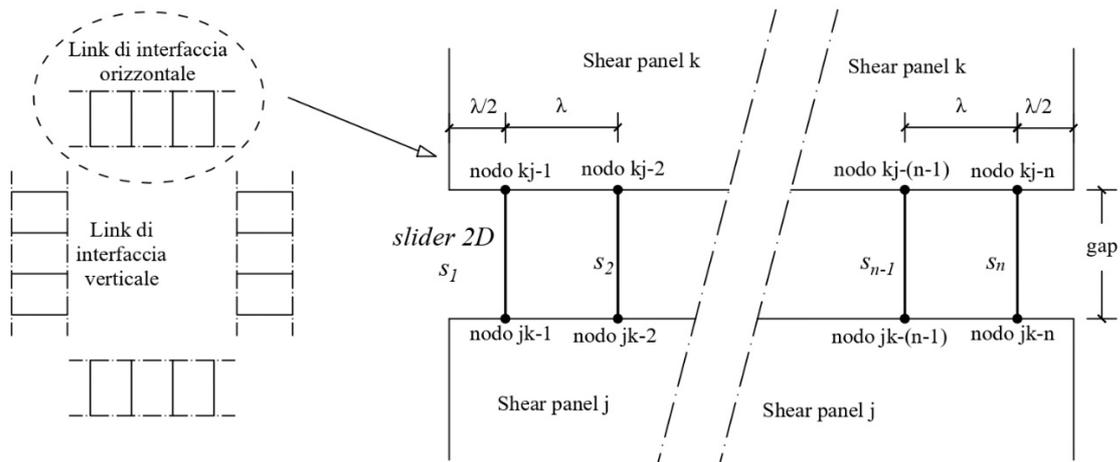


Figura 3-9 Disposizione dei link di interfaccia tra due pannelli adiacenti

L'approccio appena descritto, utilizzato dal punto di vista computazionale, risulta maggiormente oneroso ma è facilmente implementabile tramite l'utilizzo di Opensees. I vantaggi vanno anche ricondotti alla possibilità di utilizzare un'ampia libreria di legami costitutivi.

Ogni macro-elemento richiede $4n+4m$ gradi di libertà dove n e m sono i nodi presenti lungo i lati orizzontali e verticali. Il modello presenta alcune similitudini con il Distint Element Method (DEM) [22] [23] e i Rigid Spring Models (Casolo [20] [21]) seppure questi ultimi trascurino la deformabilità a taglio.

Il comportamento meccanico degli slider può essere ricondotto a due molle in serie che garantiscono il comportamento assiale e tangenziale (Fig. 3-10a), rappresentando ciascuna un comportamento attinente al comportamento meccanico richiesto (Fig. 3-10b).

Il comportamento tangenziale, secondo la legge di Mohr Coulomb, viene influenzato dal comportamento della molla assiale. Difatti se la molla che lavora per sforzi assiali raggiunge predeterminate sollecitazioni a trazione si verifica la rottura e quindi il distacco dello slider simulando la fessurazione. È così spiegata la correlazione tra le due serie di molle.

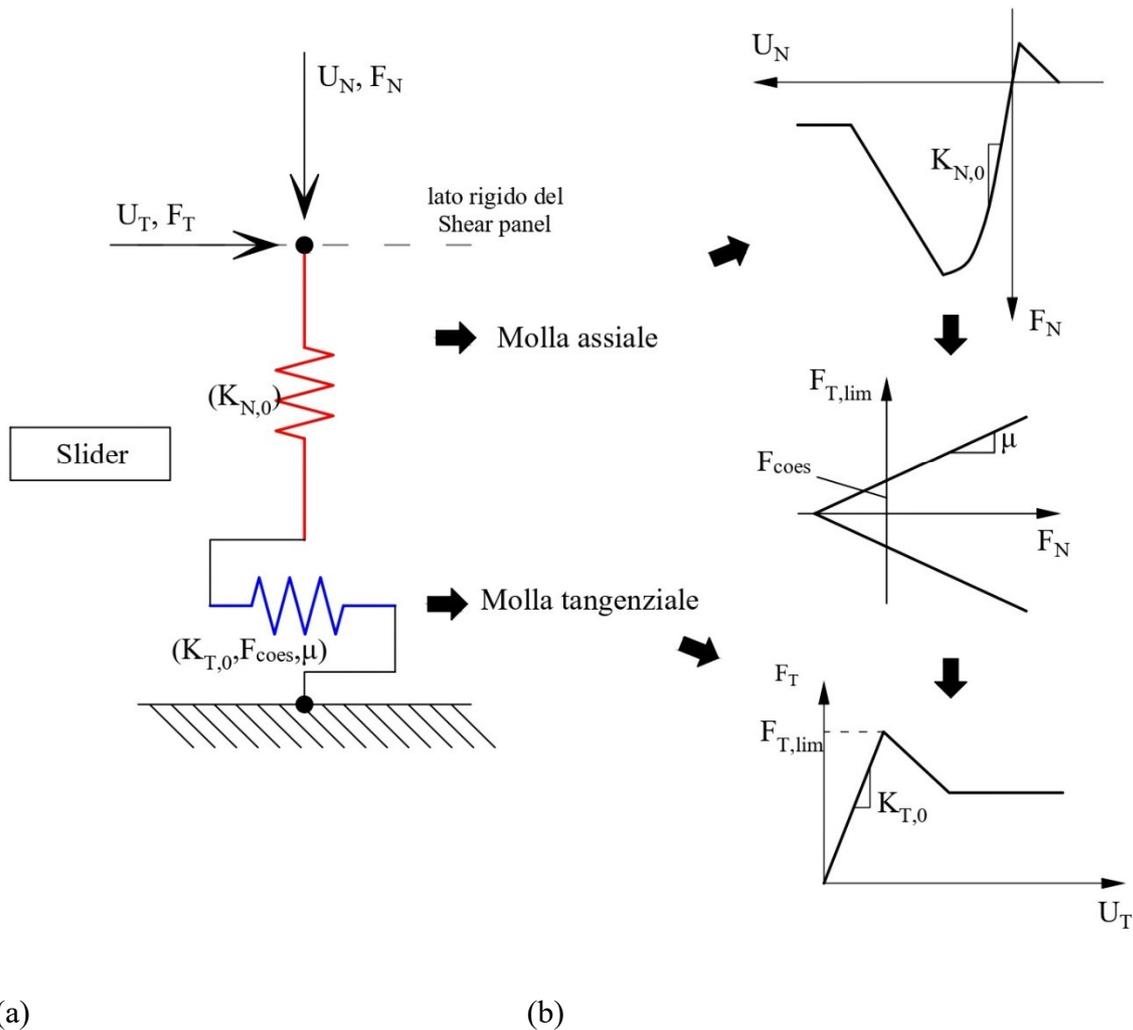


Figura 3-10 Schematizzazione meccanica dello slider(a) e legami costitutivi del comportamento assiale e tangenziale(b)

Il principale scopo dell'elaborato, ovvero lo studio del comportamento a taglio e di conseguenza i meccanismi di rottura a scorrimento, possono essere agevolmente simulati dal comportamento meccanico a scorrimento dei link orizzontali e verticali. La deformabilità elastica è quindi solamente garantita dai link diagonali.

La simulazione della rottura a flessione, visibile in Figura 3-11, caratterizzata dalla rotazione rigida del setto nel piano e dalla progressiva propagazione fessurativa nella zona a trazione, che porta alla perdita di capacità portante.

Il meccanismo viene governato dagli slider che garantiscono attraverso le leggi costitutive a loro assegnate la deformabilità assiale attraverso la risposta normale.

Nella figura sottostante gli slider vengono rappresentati con lunghezza finita per esplicitare il comportamento, nel modello numerico i collegamenti sono nodali.

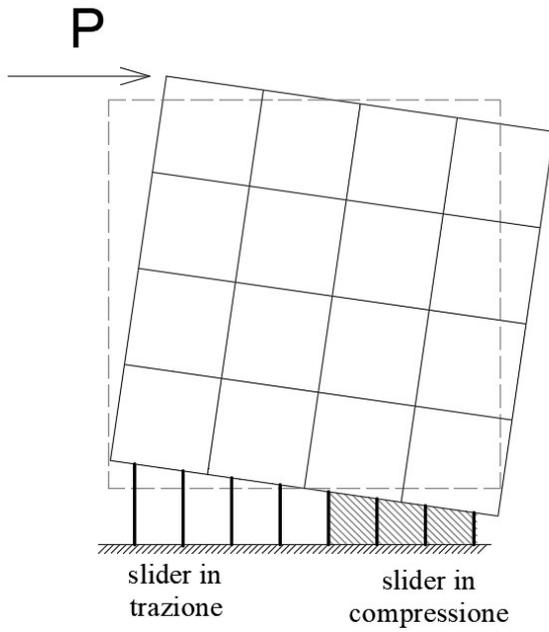


Figura 3-11 Simulazione meccanismo di rottura per pressoflessione di una porzione di muratura tramite macro-elemento

In Figura 3-12, viene riportata una rottura a taglio che porta un cinematismo di scorrimento alla base. La rottura è rappresentata da F_{lim} (che rappresenta la forza massima di snervamento). I vincoli alla base permettono lo scorrimento del setto murario in modo rigido.

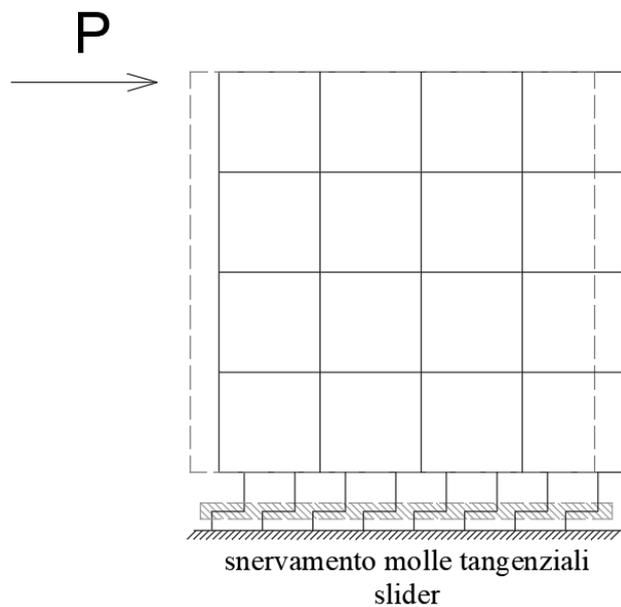


Figura 3-12 Rappresentazione della rottura per scorrimento

Nella figura sottostante, Figura 3-13 viene invece rappresentato il cinematismo di taglio diagonale e rappresentato dal modello attraverso lo scorrimento dei link nel pannello.

La rottura viene identificata dagli slider tramite la rottura nelle interfacce per eccessiva trazione rispettando così i principi di “Turnsek e Cacovic”.

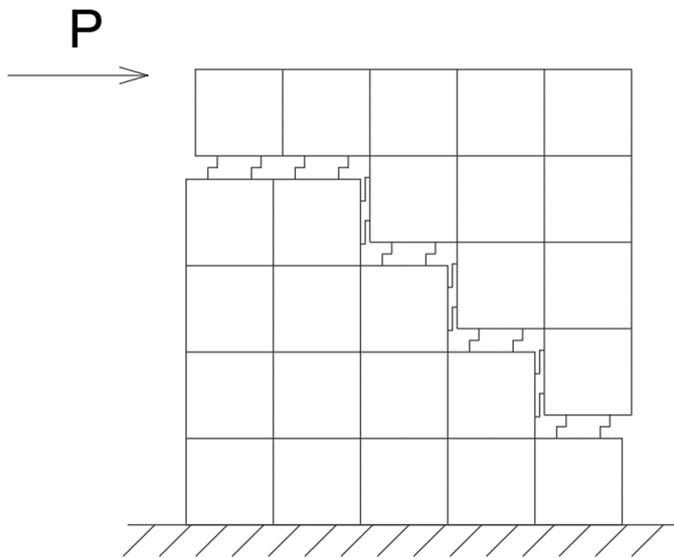


Figura 3-13 Rappresentazione della rottura diagonale

I principi alla base della modellazione non prevedono di considerare il comportamento fuori piano, ovvero non verranno considerati cinematici che considerino azioni perpendicolari alla superficie del pannello. La muratura sarà inoltre considerata omogenea ed il suo comportamento verrà reale verrà garantito dalla modellazione attraverso i legami costitutivi e la calibrazione.

In particolare, il comportamento nelle due direzioni viene modellato in modo ortotropo differenziando le due direzioni principali. Viene inoltre considerato nullo il coefficiente di poisson.

4 CALIBRAZIONE DEL MODELLO

L'elemento shear panel viene implementato attraverso il software Opensees attraverso le librerie di materiali messe a disposizione. Vengono ora esposti i legami costitutivi utilizzati e le considerazioni effettuate per la calibrazione del modello.

Come precedentemente esposto gli elementi a cui viene assegnato il comportamento tagliante sono elementi truss diagonali agenti solo a sforzo normale, mentre gli elementi che descrivono il comportamento normale e tangenziale delle interfacce sono elementi slider.

4.1 Calibrazione della risposta normale dei link

4.1.1 Legame costitutivo

Per il comportamento normale dello slider la risposta del materiale viene simulata tramite *Concrete02* presente in Opensees (Figura 4-1).

Questo materiale ha un andamento non lineare in fase di compressione fino al valore massimo di resistenza, a cui segue una fase lineare di softening fino a raggiungere il valore di tensione residua. In trazione il materiale ha un andamento descritto da una legge elastica con softening lineare.

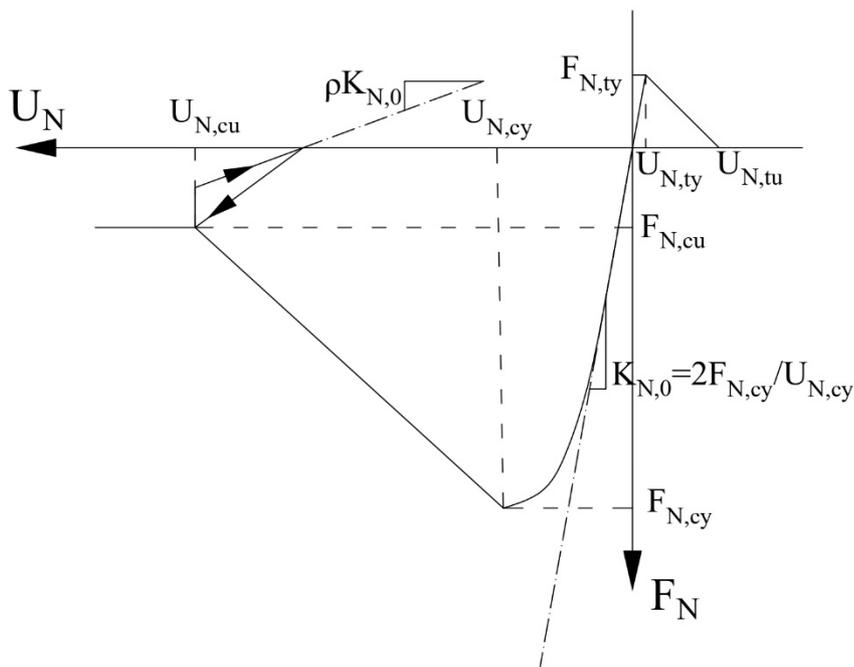


Figura 4-1 Andamento sul piano tensione-deformazione del Concrete02

4. CALIBRAZIONE DEL MODELLO

Dove nella seguente tabella vengono indicati i parametri meccanici che ne identificano il comportamento:

Simbolo	Significato
$F_{N,cy}$	Forza di snervamento a compressione
$F_{N,cu}$	Forza ultima a compressione
$F_{N,ty}$	Forza di snervamento a trazione
$U_{N,cy}$	Spostamento a snervamento a compressione
$U_{N,cu}$	Spostamento ultimo a compressione
$U_{N,ty}$	Spostamento a snervamento a trazione
$U_{N,tu}$	Spostamento ultimo a trazione
$K_{N,0}$	Rigidezza iniziale elastica ($=2 \cdot F_{N,cy}/U_{N,cy}$)
$K_{N,ts}$	Rigidezza di softening a trazione
ρ	Rapporto tra la rigidezza di scarico in corrispondenza di $U_{N,cu}$ e la rigidezza iniziale $K_{N,0}$

Le caratteristiche meccaniche sono funzione di forza, spostamento e rigidezza espresse rispettivamente in N, mm e N/mm.

Si riporta un grafico in cui si analizza il comportamento di scarico e ricarico una volta superato lo spostamento di snervamento a compressione

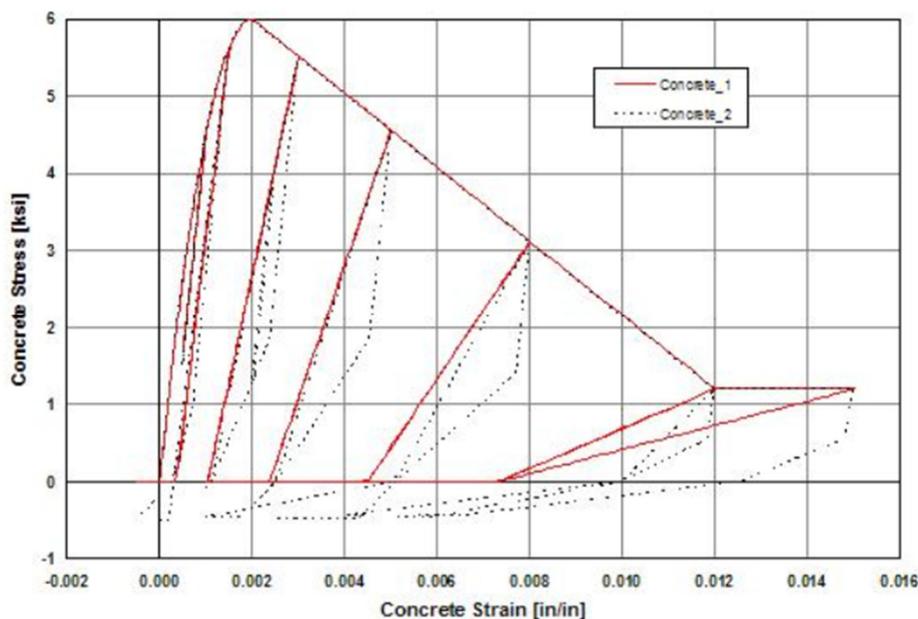


Figura 4-2 Concrete 02 carico-scarico del ramo a compressione

Il comportamento a trazione del materiale considera la fessurazione del materiale, il tratto di softening conta di una forza resistente nulla in corrispondenza dello spostamento ultimo $U_{N,tu}$ dovuto alla prima fessurazione. Nel caso di spostamenti imposti superiori la resistenza offerta dal materiale viene considerata nulla.

Nel caso di spostamento imposto successivamente con direzione opposta, e materiale fessurato, il passaggio dal ramo di trazione al ramo di compressione si verifica con forza nulla (Fig. 4-3 (a)). Nel caso di analisi cicliche e materiale già precedentemente fessurato il passaggio dal campo compresso al campo teso si verifica seguendo il tratto di forza nulla (Fig.4-3(b)).

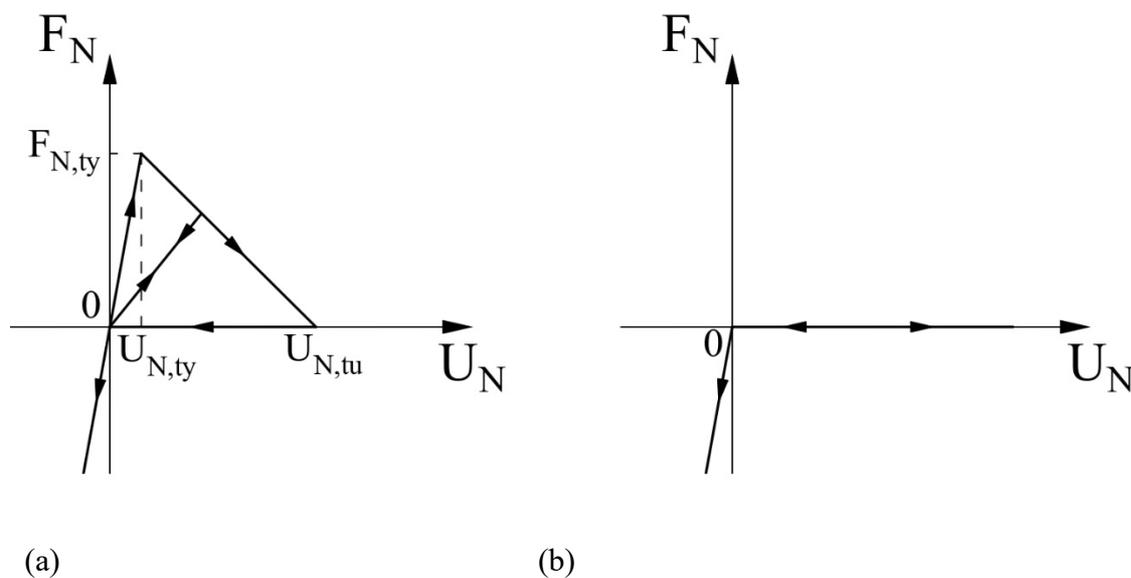


Figura 4-3 Comportamento a trazione materiale non fessurato (a sinistra) e fessurato (a destra)

4.1.2 Calibrazione

I parametri di input, considerato di ipotesi il comportamento omogeneo del materiale che compone il pannello in muratura, governano la risposta globale del modello e devono essere identificate le caratteristiche flessionali e taglienti che interessano una porzione finita del continuo che per sua natura è inelastico e ortotropo. Le molle con direzione ortogonale al pannello caratterizzano il comportamento flessionale tra elementi adiacenti o vincolati.

La rigidità del pannello viene quindi calibrata in funzione della rigidità assiale della striscia di influenza di ogni singolo slider ortogonale definita come l'area di influenza della molla moltiplicata per metà della lunghezza del pannello con direzione perpendicolare al pannello (Figura 4-4).

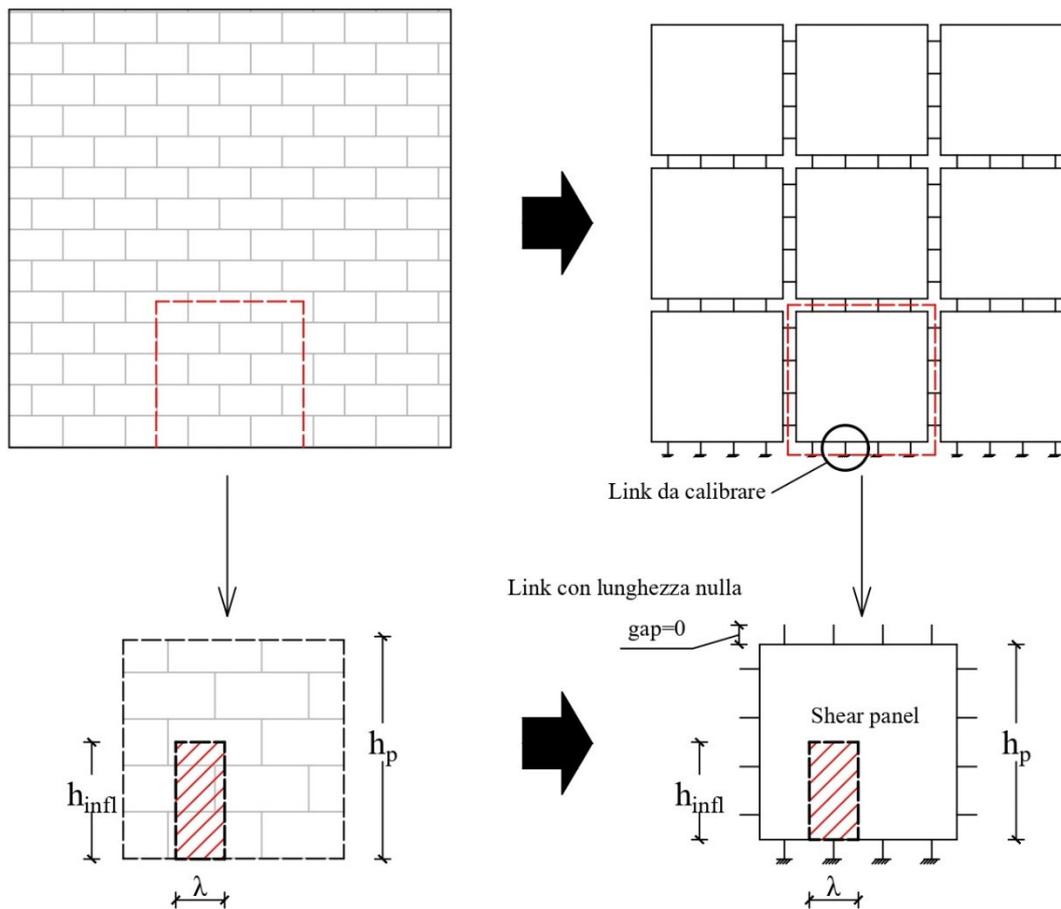


Figura 4-4 Calibrazione delle molle di interfaccia

Per la determinazione dei parametri che descrivono il comportamento locale della singola molla in direzione normale la rigidezza $K_{N,0}$ risulta quindi funzione del modulo di elasticità di Young nella direzione ortogonale all'interfaccia, della lunghezza di influenza $\lambda = b_p/n$, dello spessore del pannello e dell'altezza di influenza in senso perpendicolare $h_{infl} = h_p/2$. Dove b_p è la lunghezza del shear panel nella direzione parallela all'interfaccia e n è il numero di slider presenti nell'interfaccia

$$K_{N,0} = \frac{E \cdot \lambda \cdot s}{h_{infl}}$$

La forza di snervamento a compressione viene ricavata come funzione dello spessore, della lunghezza di influenza e della tensione di snervamento a compressione.

La forza di snervamento a trazione è invece moltiplicata per la tensione di snervamento a trazione del materiale stesso.

$$F_{N,cy} = s \cdot \lambda \cdot \sigma_c$$

$$F_{N,ty} = s \cdot \lambda \cdot \sigma_t$$

Per effettuare queste considerazioni si ipotizza che il *gap*, spessore dell'interfaccia sia nullo.

Lo spostamento di snervamento $U_{N,cy}$ a compressione viene ricavato in funzione della forza di snervamento a compressione e della rigidezza ricavata dal pannello. La formulazione proposta fa riferimento al materiale *Concrete02*.

$$K_{N,0} = 2 \cdot \frac{F_{N,cy}}{U_{N,cy}} \quad \rightarrow \quad U_{N,cy} = 2 \cdot \frac{F_{N,cy}}{K_{N,0}}$$

Lo spostamento di trazione risulta quindi funzione della forza di snervamento a trazione e della rigidezza del pannello in direzione ortogonale:

$$U_{N,ty} = \frac{F_{N,ty}}{K_{N,0}}$$

Lo spostamento ultimo a compressione risulta molto rilevante per definire le caratteristiche della muratura.

In letteratura sono state proposte alcune formulazioni che sono funzione dell'Energia di Frattura.

Quest'ultima viene definita come la quantità necessaria per creare una fessura di area unitaria lungo l'interfaccia tra mattone e malta. Considerando un grafico Tensione – Spostamento, essa può essere ricondotta all'area sottesa alla curva di softening.

$$F_{N,cu} = 0,15 \cdot F_{N,cy} \quad \sigma_{cu} = 0,15 \cdot \sigma_{cy}$$

$$G_{f,c} = 0.05 \quad \text{oppure} \quad G_{f,c} = 15 + 0,43 \sigma - 0,00036 \sigma^2$$

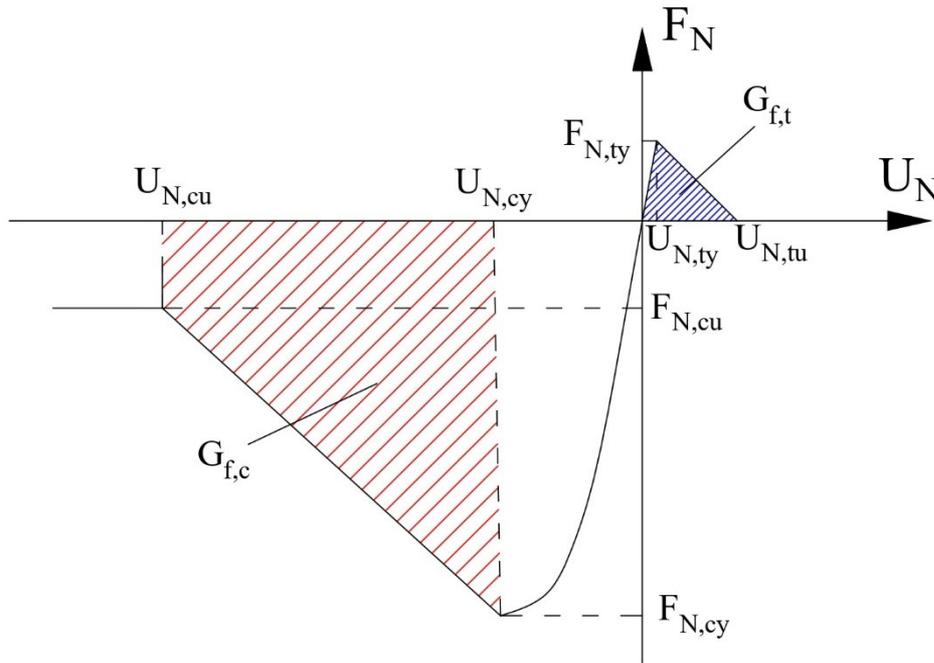


Figura 4-5 Rappresentazione grafica dell'energia di frattura a compressione $G_{f,c}$ e a trazione $G_{f,t}$

Se ipotizziamo che l'area sottesa alla curva dopo il picco sia riconducibile ad un trapezio e ad un rettangolo con altezza pari a $U_{N,cu} - U_{N,cy}$ e che la base sia pari rispettivamente a σ_{cu} e σ_{cy} si ottiene che l'energia di compressione è pari a:

$$G_{f,c} = (U_{N,cu} - U_{N,cy}) \cdot \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cu}}{2} \rightarrow U_{N,cu} = \frac{2 \cdot G_{f,c}}{\sigma_{cu} + \sigma_{cy}} + U_{N,cy}$$

Per definire l'energia di frattura a compressione è necessario definire il tratto di softening della curva a compressione che risulta funzione dell'energia di frattura che in letteratura risulta pari a 0.002 definita come l'area sottesa al tratto di trazione tensione – spostamento definibile con procedimento simile a quanto appena esposto per l'energia di frattura a compressione tramite la definizione di $U_{N,ty}$ e di $U_{N,tu}$.

Il parametro ρ è utile a controllare la curva dopo il tratto lineare con valore fissato a 0.8.

Le caratteristiche appena elencate verranno applicate nel caso di un singolo elemento, tra le interfacce di due elementi adiacenti le molle verranno invece sovrapposte in serie con un'unica molla.

La rigidezza risultante dalle due molle di rigidezza $K_{N,0-1}$ e $K_{N,0-2}$ è data da:

$$K_{N,0-ris} = \frac{K_{N,0-1} \cdot K_{N,0-2}}{K_{N,0-1} + K_{N,0-2}}$$

4. CALIBRAZIONE DEL MODELLO

$$K_{N,0-1} = K_{N,0-2} \quad \rightarrow \quad K_{N,0} = \frac{K_{N,0-1}^2}{2 \cdot K_{N,0-1}} = \frac{K_{N,0-1}}{2}$$

La forza di snervamento a compressione e trazione verrà assunta come la minore tra le due.

$$F = \min\{F_1, F_2\}$$

Nel caso di un paramento murario diviso in due macroelementi risulterà:

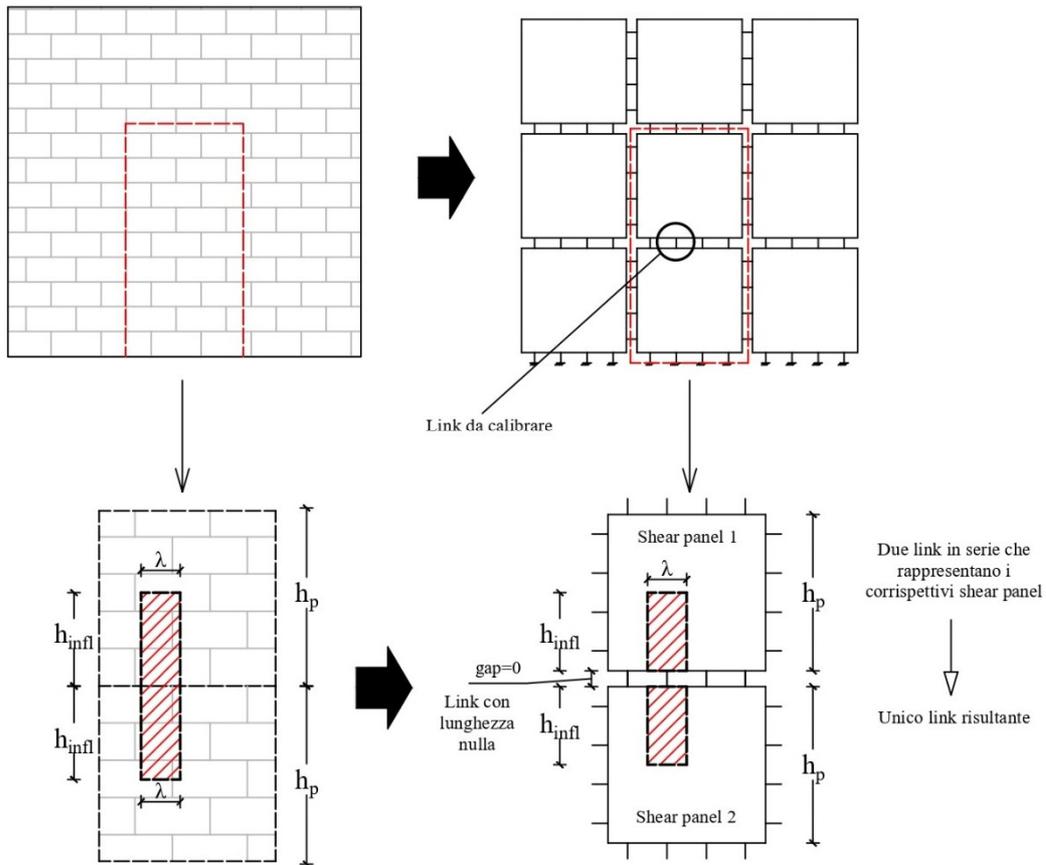


Figura 4-6 Calibrazione molle di interfaccia tra pannelli adiacenti

Per quanto concerne l'altezza di influenza relativa a due molle coincidenti nella stessa interfaccia risulta pari a $h_{infl} = h_p/2$. Si può quindi ricavare l'altezza del link come:

$$h_{infl,ris} = h_{infl} \cdot 2 = h_p$$

4.2 Calibrazione della risposta trasversale

Lo scorrimento degli slider nell'interfaccia e la deformazione degli elementi diagonali sono i meccanismi che governano la risposta trasversale e simulano la rigidità della muratura per le sollecitazioni taglianti. Il legame costitutivo assegnato a questi elementi sarà elastico lineare.

4.2.1 Legame costitutivo tangenziale dei link

Il comportamento tagliante è governato da una superficie che reagisce secondo una legge rigido-plastica alla Mohr-Coulomb, che comporta un'ampia correlazione tra la forza verticale e la superficie di contatto tra due elementi adiacenti.

Quando viene raggiunta la forza limite inizia lo scorrimento della muratura tramite una diretta correlazione tra la coesione rappresentata dal parametro c , il coefficiente d'attrito μ che controlla il meccanismo di rottura a taglio-scorrimento e tensione media agente σ_m sull'interfaccia. A_0 è l'effettiva area di contatto tra due pannelli adiacenti.

$$F_{lim} = (c + \mu \cdot \sigma_m) \cdot A_0$$

La formulazione appena esposta viene tradotta dal punto di vista numerico in una correlazione tra forza tangenziale e forza normale in uno slider di interfaccia.

$$F_{T,lim} = \mu \cdot F_N + F_{coes}$$

La forza massima $F_{T,lim}$, in direzione tangenziale che un singolo link può sopportare è quindi funzione della forza normale F_N funzione dello spostamento normale U_N .

$$F_{coes} = c \cdot A$$

La forza di coesione, in caso di sforzo normale nullo, equivale alla resistenza limite tangenziale dove A rappresenta l'area di contatto.

Nella Figura 4-6 viene riportato il legame costitutivo in funzione dello sforzo normale, nel caso non ci sia fessurazione le forze $F_{N,cy}$ e $F_{N,ty}$ costituiscono dei limiti massimi di snervamento a compressione e trazione vengono quindi imposti dei limiti al legame costitutivo.

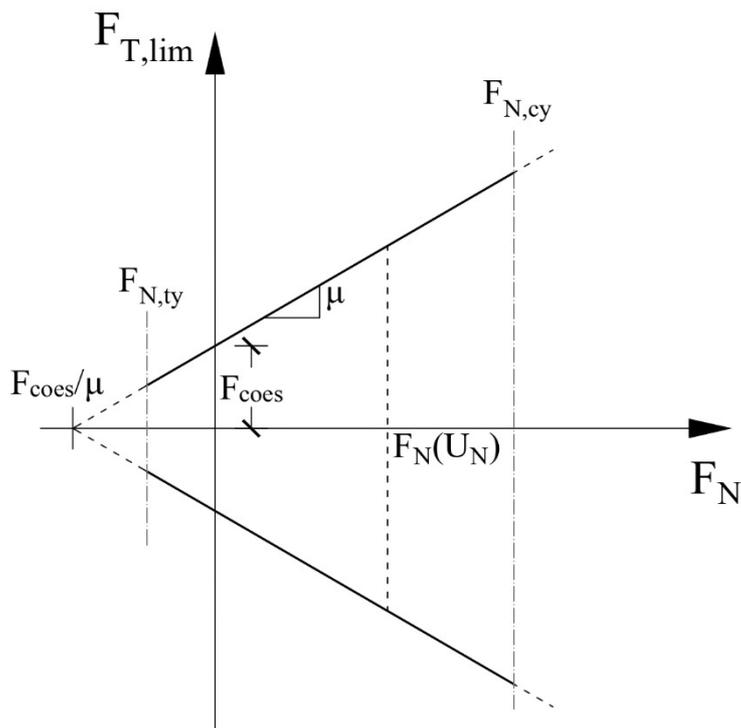


Figura 4-7 Dipendenza della forza tangenziale limite dalla forza assiale (materiale non fessurato)

Le rette raggiungono un punto di nullo nel semispazio di trazione con valore:

$$F_{N,(F_T,lim=0)} = \frac{F_{coes}}{\mu}$$

Lo sforzo massimo di trazione sostenibile dallo slider è quindi equivalente all'equazione sottostante, soprattutto per una materiale come la muratura che ha basse caratteristiche resistenti a trazione

$$F_{N,ty} < \frac{F_{coes}}{\mu}$$

Se la forza massima di trazione supera il punto di nullo espresso da $F_{N,ty} > \frac{F_{coes}}{\mu}$ verrà determinata una forza di trazione funzione del limite imposto, $F_{N,(F_T,lim=0)}$, tale che le forze limite sia nulla e che si mantiene nulla per valori crescenti di sforzo di trazione.

Vengono ora riportati i legami costitutivi nel casi di fessurazione:

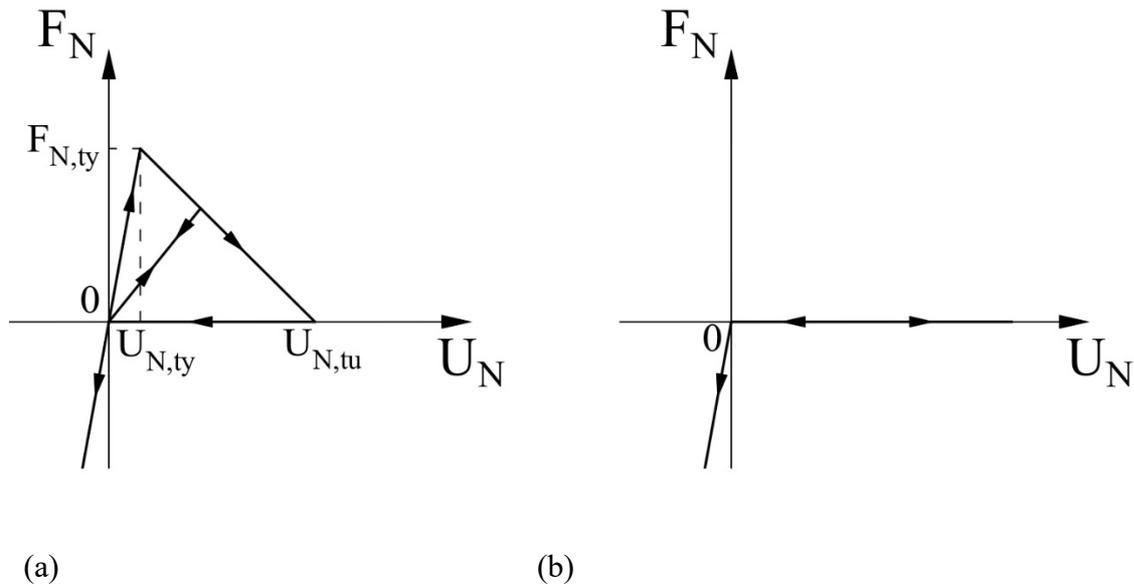


Figura 4-8 Comportamento a trazione materiale non fessurato (a sinistra) e fessurato (a destra)

La massima forza di trazione una volta fessurato il materiale è pari a $F_N = 0$ per ogni spostamento di trazione maggiore di 0. Tramite un cut-off a taglio viene introdotto il distacco dovuto alla fessurazione per gli slider che comporta un annullamento della resistenza normale e tangenziale. Quest' ultima modifica permette solamente forze normali di compressione in riferimento alla muratura.

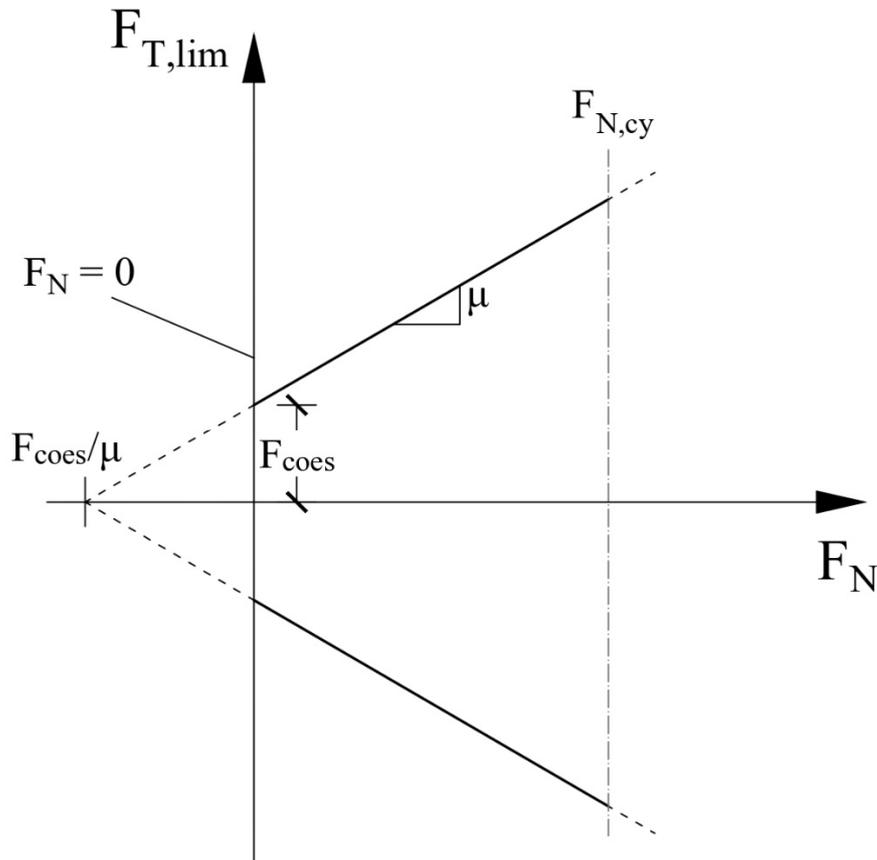


Figura 4-9 Dipendenza della forza tangenziale limite dalla forza assiale (materiale non fessurato)

L'area di contatto è funzione del numero di slider presenti nell'interfaccia e che risultano attivi e di conseguenza la larghezza di afferenza dello slider non viene più considerata andando a diminuire l'area di contatto.

Si riporta il comportamento a taglio di uno slider soggetto a sforzo normale costante e spostamenti tangenziali imposti:

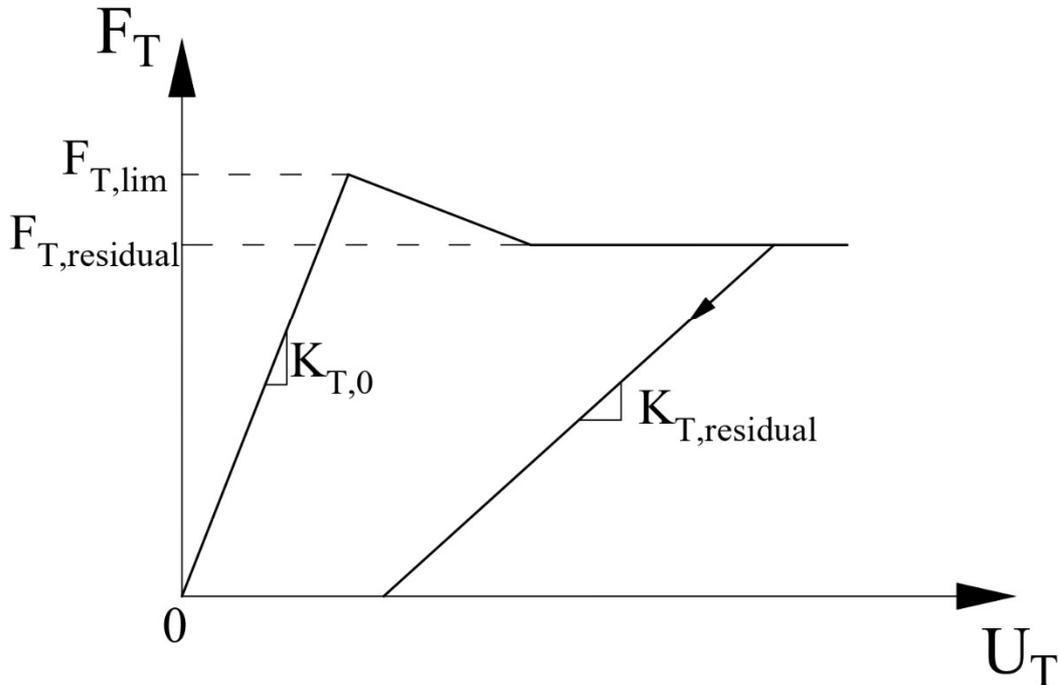


Figura 4-10 Comportamento a taglio dell'elemento slider e dell'intero macroelemento

Fino al raggiungimento della forza limite massima $F_{T,lim}$ il legame risulta lineare, successivamente si verifica un tratto di softening e restare costante con valore $F_{T,residual}$.

4.2.2 Funzione di degrado

Il degrado che avviene dopo il raggiungimento della forza massima tangenziale viene governato da un meccanismo denominato *Flat Bearing Slider*.

Il comportamento dello slider in direzione tangenziale viene definito da uno spostamento elastico e da uno spostamento in campo plastico.

Il comportamento lineare elastico registrato fino al raggiungimento della forza limite dovuta ad una forza di taglio si calcola come proiezione elastica ovvero una forza elastica offerta dal materiale in campo elastico.

$$F_{el} = U_T \cdot K_T$$

Dove K_T rappresenta la rigidezza tangenziale dello slider e U è lo spostamento elastico registrato all'iterazione attuale. Quest'ultimo viene definito come lo spostamento reale depurato dallo spostamento plastico già avvenuto.

Nel caso la forza limite sia superiore alla proiezione elastica si è in campo elastico, in caso opposto si ricade in campo plastico.

Lo spostamento plastico viene governato dalla variabile $U_{T,p}$, che rappresenta perlappunto lo spostamento plastico, non considerato in valore assoluto ma con segno concorde allo spostamento imposto.

La funzione di degrado definita come:

$$D = \frac{U_{T,p}}{U_{T,d}} \quad 0 \leq D \leq 1$$

In cui $U_{T,p}$ è lo spostamento plastico massimo che si è ottenuti nell'analisi e U_d è lo spostamento plastico per cui si ha il degrado massimo.

D è funzione dello spostamento plastico che varia a seconda dello sforzo limite laterale ed assume valore pari a 0 nel caso non venga mai raggiunto il taglio massimo e valore pari ad 1 nel caso venga supera lo spostamento plastico imposto.

Quando si supera questo spostamento, la funzione di degrado assume il valore massimo di 1, che indica lo sviluppo massimo di degrado del comportamento tangenziale.

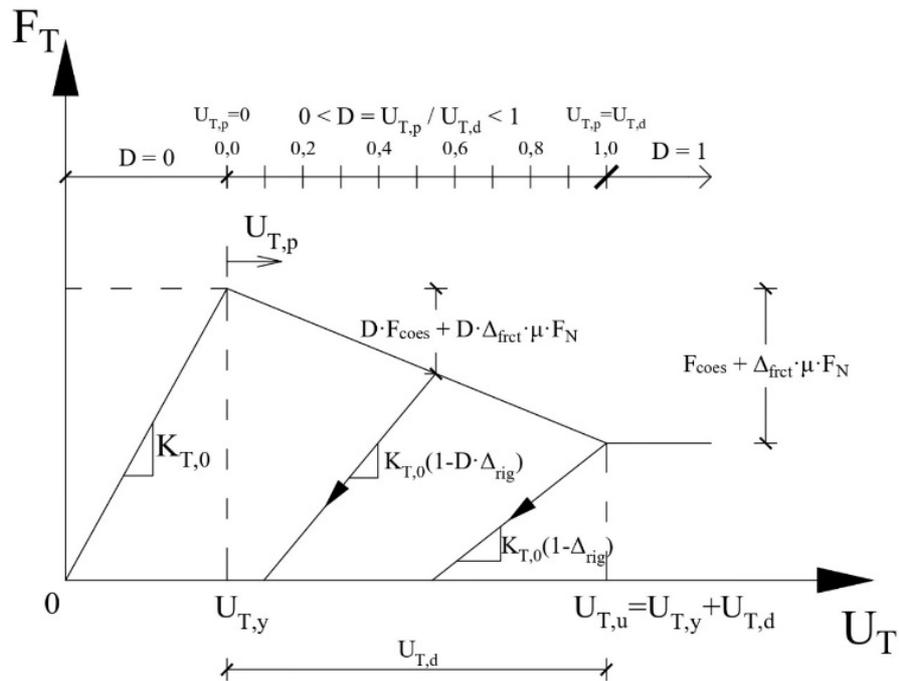


Figura 4-11 Legame costitutivo tangenziale del link con rappresentazione dei parametri della funzione di degrado

La funzione D riduce coesione, angolo d'attrito e rigidezza tangenziale elastica e di scarico.

I primi due valori, dato che la funzione assume valore nullo, verranno ridotti portando a perdere completamente la coesione secondo la seguente relazione:

$$F_{coes}' = F_{coes} \cdot (1 - D) \quad F_{coes}'_{(D=1)} = 0$$

Mentre l'angolo di attrito verrà ridotto secondo il parametro assegnato allo slider Δ_{frct} espresso come:

$$\Delta_{frct} = 1 - \frac{\mu'_{(D=1)}}{\mu} \quad 0 \leq \Delta_{frct} \leq 1$$

In cui μ è l'angolo di attrito iniziale e $\mu'_{(D=1)}$ è l'angolo di attrito residuo una volta sviluppato il degrado massimo. La funzione varia tra 0 ed 1 potendo così determinare la percentuale persa in fase plastica.

Nel tratto di softening l'angolo di attrito sarà calcolato come:

$$\mu'_{0 \leq D < 1} = \mu \cdot (1 - D \cdot \Delta_{frct}) \quad \mu'_{D=1} = \mu \cdot (1 - \Delta_{frct})$$

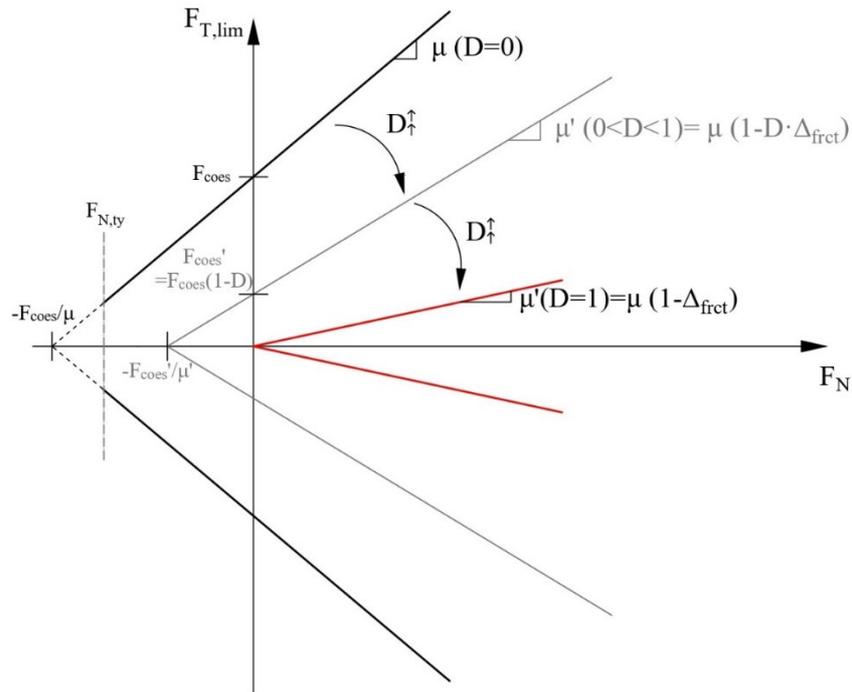


Figura 4-12 Dipendenza del taglio massimo dallo sforzo normale nel caso si danno=0 (curva grigia) e danno=1 (curva rossa)

La Figura 4-20 riporta il massimo valore di resistenza a trazione della molla assiale N_t , nel caso in cui quest'ultima risulti minore di $\frac{F_{coes}}{\mu}$.

La rigidezza elastica viene ridotta tramite un coefficiente compreso tra 0 e 1 e che descrive la relazione tra taglio e spostamento dello slider in campo elastico

$$\Delta_{rig} = 1 - \frac{K_{D=1}}{K} \quad 0 \leq \Delta_{rig} \leq 1$$

Raggiunto il degrado massimo la nuova rigidezza sarà espressa come

$$K_{0 < D < 1} = K_0 \cdot (1 - D \cdot \Delta_{rig})$$

$$K_{residual} = K_{D=1} = K_0 \cdot (1 - \Delta_{rig})$$

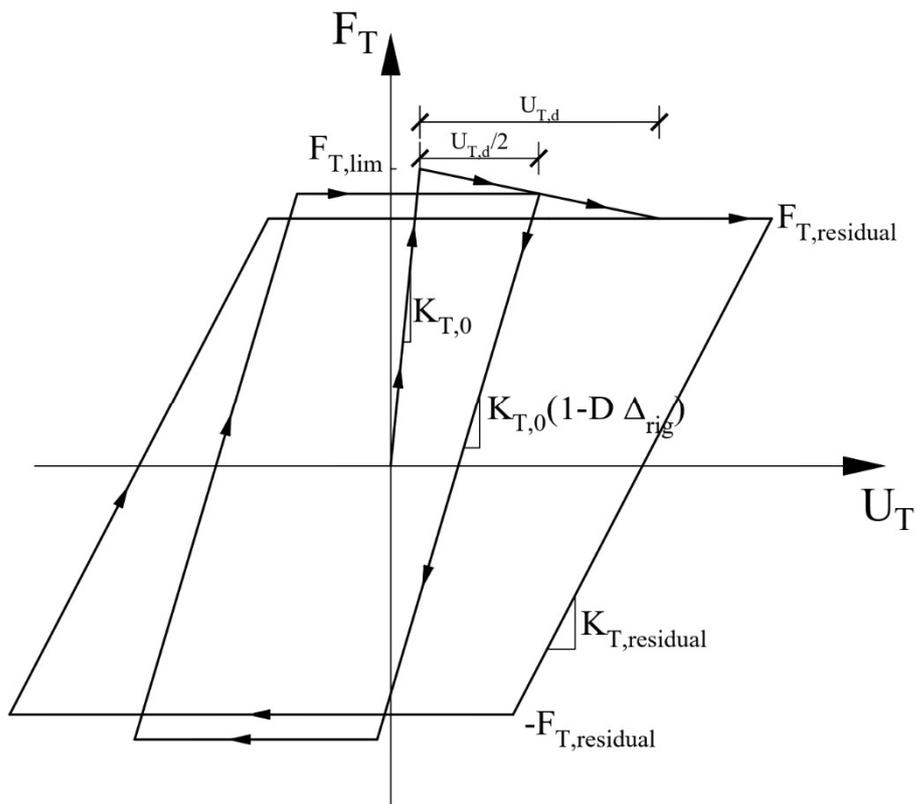


Figura 4-13 Comportamento a taglio dello slider con introduzione del degrado della rigidezza elastica

Imponendo uno spostamento laterale che supera lo spostamento plastico massimo si osserva un degrado della rigidezza, in questo caso pari a 0,5.

4.2.3 Calibrazione deformabilità shear panel

Il comportamento del pannello prevede che i due meccanismi resistenti vengano pensati in parallelo e che le rigidezze vengano sommate per riprodurre l'effettivo comportamento a taglio del paramento murario.

Nel caso di un pannello con dimensione di base b ed altezza h ; imponendo rigidezza tagliante G e sezione trasversale A_t e caricandolo con due forze uguali ed opposte alle estremità verrà indotto uno spostamento pari a

$$\delta = \frac{V}{G \cdot A_t} \cdot h_p$$

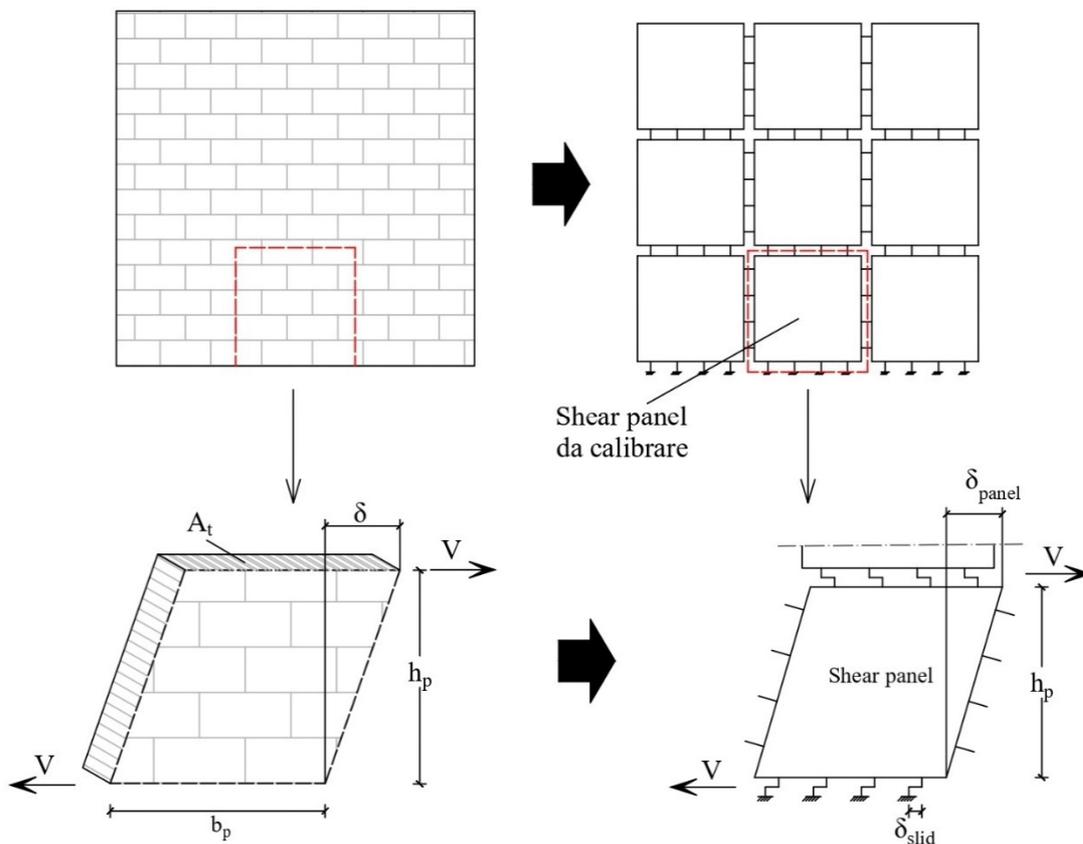


Figura 4-14 Calibrazione della risposta trasversale

La calibrazione in fase elastica viene ottenuta imponendo l'equivalenza tra spostamento reale e numerico. Lo shear panel rappresenta solamente una frazione dello spostamento reale e che le interfacce rappresentino la restante parte.

Viene quindi introdotto il rapporto R pari a:

$$R = 0.9 = \delta_{panel} / \delta_{reale}$$

Da cui:

$$\delta_{panel} = \delta_{reale} \cdot R = \frac{V}{G \cdot A_t} \cdot h \cdot 0.9$$

Lo shear panel è rappresenta quindi il 90 % dell'altezza della deformata tangenziale e il restante 10% sia espressa delle interfacce (Fig. 4-15)

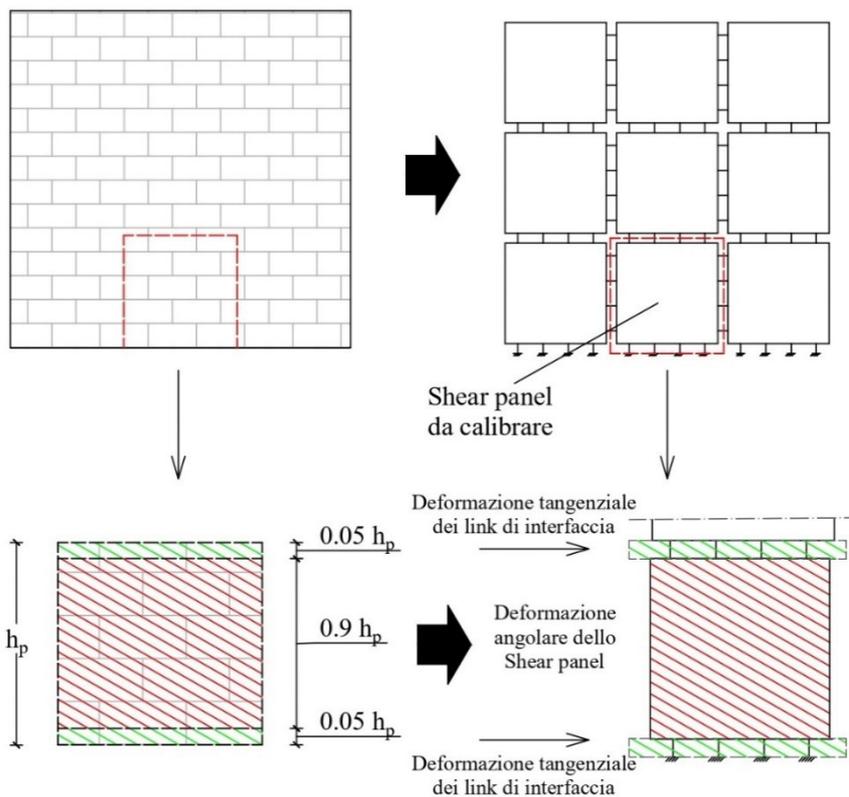


Figura 4-15 Suddivisione rigidità trasversale tra i diagonali e gli slider

La freccia in senso orizzontale è espressa come:

$$\delta_{diag} = \frac{V}{2 (\cos \alpha)^2 \cdot K_{diag}}$$

La rigidità elastica viene espressa da K_{diag} e $\alpha = \arctan(h/b)$ ricavando la formulazione dalla rigidità assiale del tuss:

$$K_{diag} = \frac{F_d}{u_d} = \frac{V}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{\delta_{diag} \cos \alpha}$$

Esplicitando lo spostamento orizzontale δ_{diag} si ottiene la formulazione introdotta in precedenza.

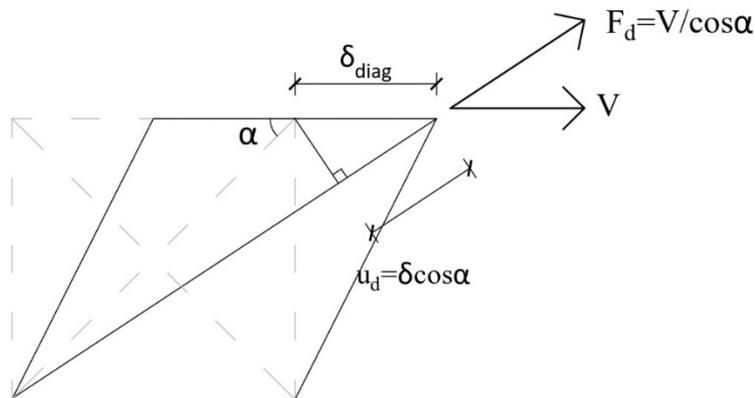


Figura 4-16 Calibrazione della rigidezza trasversale per il diagonale

Eguagliando le due espressioni, si ricava la seguente espressione della rigidezza assiale che va assegnata successivamente ai due diagonali tramite un materiale elastico lineare

$$K_{diag} = \frac{G \cdot A_t}{h_p \cdot R \cdot 2 \cdot (\cos \alpha)^2}$$

$$E_{diag} = \frac{K_{diag} \cdot L_{diag}}{A_{diag}}$$

dove L è la lunghezza del diagonale nel modello numerico e A_{diag} è l'area assegnata al truss diagonale.

Il comando per richiamare il materiale elastico lineare è il seguente

uniaxialMaterial Elastic \$matTag \$E <\$eta> <\$Eneg>

uniaxialMaterial Elastic	Comando per richiamare il materiale
\$matTag	Numero identificativo del materiale
\$E	Tangente alla curva
\$eta	Tangente di smorzamento (opzionale, default=0.0)
\$Eneg	Tangente a compressione (opzionale, default=E)

4.2.4 Calibrazione risposta tangenziale degli slider

Lo spostamento dovuto alla rigidità degli slider in orizzontale è quindi

$$(1 - R) \cdot \delta_{reale}$$

La restante quota di rigidità è rappresentata dallo scorrimento delle due interfacce. Quindi per ogni frame, ad ogni interfaccia viene affidata la rigidità del 5% dell'altezza del pannello.

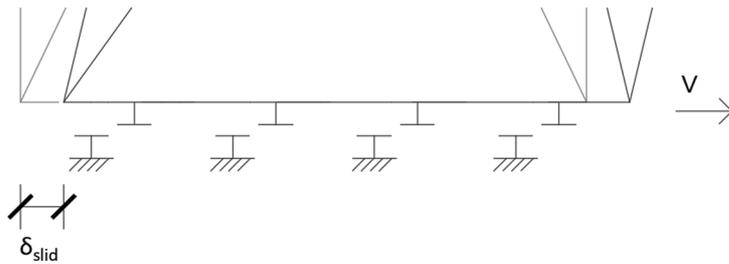


Figura 4-17 Calibrazione della rigidità trasversale dello slider

Lo scorrimento di ogni interfaccia è quindi

$$\delta_{slid} = \frac{(1 - R)}{2} \cdot \delta_{reale} = \frac{V}{n \cdot K_{slid}}$$

in cui n è il numero di slider presenti in un'interfaccia e K_{slid} è la rigidità tangenziale da assegnare allo slider che è quindi espressa come:

$$K_{slid} = \frac{2}{(1 - R)} \cdot \frac{G \cdot A_t}{h \cdot n}$$

Per il caso in cui vi sia un'ulteriore suddivisione del pannello come nel caso di pannello descritto da due macroelementi, le interfacce di estremità vanno calibrate con il metodo appena descritto, facendo riferimento al singolo macroelemento. Per la rigidità tagliante dell'interfaccia che collega due macroelementi adiacenti, le due rigidità che si riferiscono al 5% del frame sopra e del 5% del frame sotto devono essere pensate come meccanismi in serie. Ad ogni slider di quest'interfaccia viene assegnata la rigidità risultante ossia:

$$K_{tot} = \frac{K_{slid,1} \cdot K_{slid,2}}{K_{slid,1} + K_{slid,2}}$$

Se le due rigidità sono uguali, la rigidità totale è data dalla metà del valore relativo alla singola parte di frame.

$$K_{slid,1} = K_{slid,2} \quad \rightarrow \quad K_{tot} = \frac{K_{slid}}{2}$$

4.3 Modellazione e Calibrazione dell'armatura

La modellazione dell'acciaio all'interno del macro-elemento viene sviluppata considerando il legame costitutivo offerto dal materiale *Steel01*.

Questo legame costitutivo, seppur facilmente rappresentabile da una bilineare elasto-plastica incrudente, riproduce in modo qualitativo il comportamento dell'acciaio.

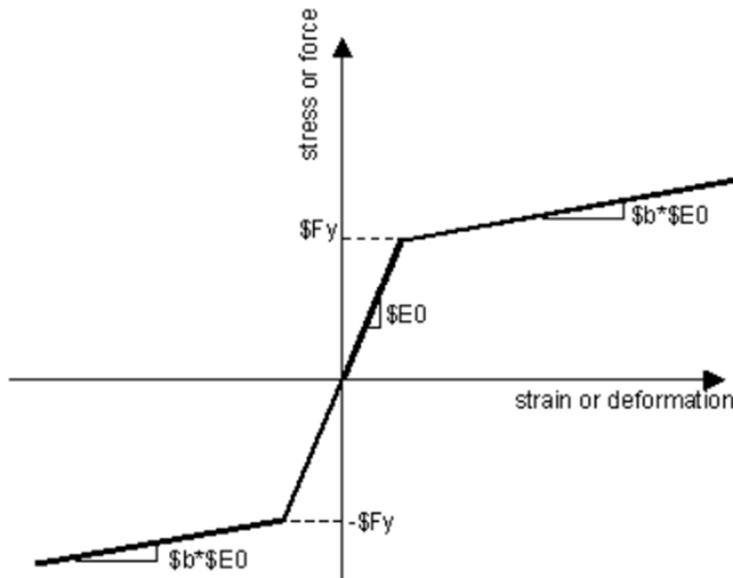


Figura 4-18: Legame Costitutivo Steel 01

Dato il comportamento tra tensioni e deformazioni offerto dall'acciaio con un tratto elastico dipendente dal modulo di Young E_s e da un tratto plastico incrudente dipendente dal modulo elastico incrudente dell'acciaio.

Il modello viene descritto dalla seguente legge costitutiva:

$$\sigma_s(\varepsilon) = \begin{cases} -f_{sy} + E_s(\varepsilon + \varepsilon_{sy}) & \text{se } \varepsilon \leq \varepsilon_{sy} \\ E_s \varepsilon & \\ f_{sy} + E_y(\varepsilon + \varepsilon_{sy}) & \text{se } \varepsilon > \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

Dove E_s è il modulo di elasticità dell'acciaio, f_{sy} è la tensione di snervamento e ε_{sy} è la deformazione allo snervamento ottenuta come:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s}$$

Mentre

$$E_y = \frac{f_{su} - f_{sy}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}}$$

4. CALIBRAZIONE DEL MODELLO

Dove f_{su} e ε_{su} sono rispettivamente la tensione e la deformazione di rottura dell'acciaio.

Le caratteristiche meccaniche appena esposte vengono richiamate tramite il seguente comando:

unialMaterial Steel01	Comando per richiamare il materiale
\$matTag	Numero identificativo del materiale
\$Fy	Forza di Snervamento
\$E0	Tangente elastica
\$b	Rapporto tra tensione di snervamento e tensione elastica
\$a1	Incremento del tratto a snervamento compresso
\$a2	Coefficiente per tratto snervato a compressione
\$a3	Incremento del tratto snervato a trazione
\$a4	Coefficiente per tratto snervato a trazione

5 CAMPIONI IN ANALISI

Verranno qui ora presentati i campioni d'analisi utilizzati per la comparazione numerica e i test sperimentali da cui sono stati ricavati i dati per la successiva correlazione dei risultati ottenuti dalla parametrizzazione dei modelli.

I test sperimentali, condotti da Brook Raymond Robazza (Phd. Presso The University of Columbia), riguardavano 8 test condotti su murature armate in calcestruzzo e realizzate secondo le norme di buona progettazione canadese per strutture duttili (Ductile Slender Reinforced Masonry shear walls – DSRMSW).

I test avevano l'obiettivo di studiare il comportamento fuori piano delle murature fornendo al contempo interessanti dati d'analisi per il comportamento nel piano delle stesse.

5.1 Prove Sperimentali

I test vennero condotti su paramenti DSRMSW con scala 1:1 secondo protocollo di carico a ciclico inverso con comportamento quasi statico.

La tipologia di setti viene realizzata seguendo ottime metodologie costruttive e rispettando le indicazioni progettuali previste da CSA S304-14 [17] e NBCC 2015 [18]

Tutti i campioni testati in laboratorio erano pareti sottili in Muratura Armata realizzati secondo le ordinarie tecniche costruttive della Costruzione Canadese.

I campioni si caratterizzavano per essere singoli paramenti che possono essere ricondotti a strutture portanti di tipici edifici di importanza strategica anche nel territorio italiano.

I campioni in analisi sono di forma rettangolare con rapporto h_u/L_w e h_u/t_w , percentuali di armatura e sforzo assiale variabile.

Dato che l'altezza di cerniera plastica dipende fortemente dall'altezza del paramento murario i test sono stati ricondotti a rapporti h_u/L_w variabili tra 1.5 e 3.0, così da consentire altezze di realizzazione della stessa relativamente grandi in funzione dell'altezza del campione stesso.

Visti i limiti imposti da CSA S304-14 con riferimento a h_u/t_w , il rapporto è stato tenuto in un range tra 21 e 29.

Le altezze dei campioni di prova sono state tenute tra i 3.8 e i 4.0 m.

Per i test sperimentali sono stati utilizzati blocchi standard Canadesi in calcestruzzo (base di 400 mm e altezza di 200 mm), dove le dimensioni nominali della foratura sono di 150 mm o 200 mm in funzione dello spessore della parete muraria (in termini di spessore nominale rispettivamente 140 o 190 mm).

La muratura è stata legata per il 50% della sua superficie netta lungo i corsi della muratura con malta di Tipo S.

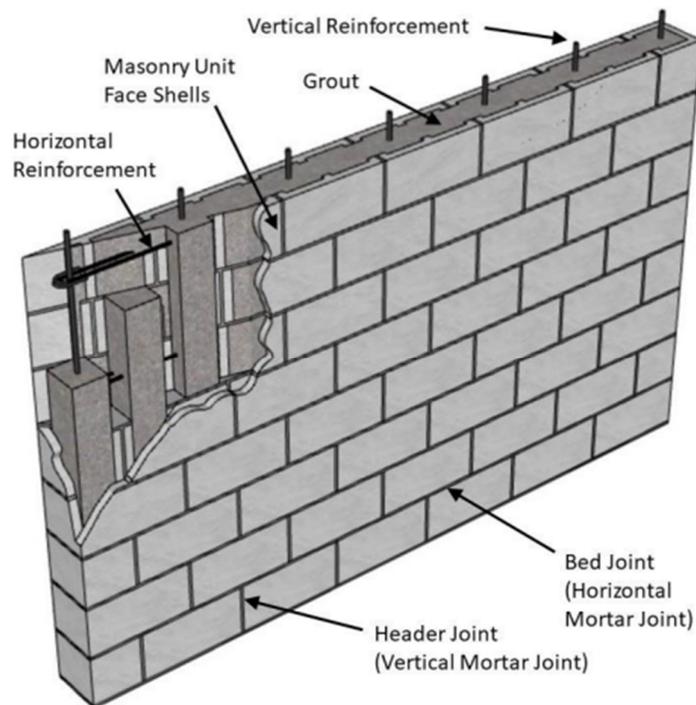


Figura 5-1: Esempio di setto progettato secondo i principi per modellazione DSRMSW

Viene ora riportata una tabella per definire le principali proprietà geometriche dei paramenti:

ID	TIPO SEZIONE	h_u	h_u/t_w	h_u/L_w	f'_m (Mpa)	$P/(A_n f'_m)$	ρ_v (%)	ρ_h (%)	$V_{max}/A_{nv} f'_m^{1/2}$
W1	R	3800	27,1	1,5	23,4	0,08	0,33	0,36	0,15
W2	R	3800	27,1	1,5	23,4	0	0,33	0,36	0,13
W3	R	4000	21,1	1,5	27,1	0	0,24	0,26	0,08
W4	R	4000	21,1	2,9	27,1	0	0,15	0,26	0,03
W5	R	4000	28,6	1,5	27,1	0	0,33	0,36	0,1
W6	T	4000	21,1	1,5	26,4	0	0,27	0,26	0,09
W7	T	4000	21,1	1,5	26,4	0	0,27	0,26	0,14
W8	R	4000	21,1	1,5	26,4	0	0,24	0,26	0,09

Il rinforzo verticale e orizzontale applicato ai setti rispetta i riferimenti imposti da CA S304-14 per strutture duttili.

Perseguendo una modellazione di tipo duttile, le percentuali di armatura disposte in orizzontale cercano di prevenire i meccanismi di taglio puro che possono verificarsi all'interno del setto durante il cinematismo di rottura e ricondurre quest'ultima ad una rottura di tipo flessionale. La percentuale di rinforzo orizzontale varia tra il 0,26% ed il 0,36% che rispecchiano valori leggermente superiori a quanto richiesto dalla Normativa Tecnica italiana e da quella Canadese.

Il rinforzo orizzontale viene costituito da barre di tipo 10M (100 mmq) con piegatura finale realizzata a 180°.

In alcuni campioni viene inoltre posizionata armatura aggiuntiva a L per prevenire la rottura per taglio localizzata dove il campione veniva caricato.

Per quanto concerne l'armatura verticale la variabilità in percentuale inserita spazia dal 0,15% al 0,33% che rispecchia i canoni imposti dalle principali Normative Tecniche.

Il rinforzo longitudinale veniva costituito tipicamente barre di tipo 15M (200 mmq) concentrate all'estremità dei setti e armatura distribuita nella parte centrale del paramento pari a 10M. Viene inoltre previsto un rinforzo per la distribuzione superiore dei carichi con armatura aggiuntiva di testa e barre di tipo 10M.

L'ancoraggio dell'armatura alla base dei paramenti viene eseguito su fondazione in cemento armato le barre corrono lungo tutta la lunghezza del setto fino ad ancorarsi in fondazione.

I setti vengono inoltre completamente riempiti con malta cementizia di tipo commerciale. I campioni W1, W2, W6, W8 vengono riempiti in due gettate successive mentre i restanti campioni vengono riempiti con singolo getto di malta.

I materiali utilizzati nei test vengono testati precedentemente alla posa seguendo le indicazioni previste dall'Associazione Canadese per il controllo degli standard.

La muratura viene testata in accordo alle prescrizioni CSA A165-04 che identificano gli standard test per ricavare le principali caratteristiche meccaniche.

Viene determinata una resistenza media caratteristica pari a 26.9 Mpa (coefficiente di variazione, COV = 9,2%) testando 5 campioni per ogni setto.

La malta, secondo le prescrizioni ricavabili da CSA A179-14, risulta in una resistenza media caratteristica pari a 12.8 Mpa (COV = 10,0%) basandosi su nove test di forma cubica con lato pari a 50 mm. I test del riempimento vengono eseguiti su campioni di misura pari cilindrica con altezza pari a 200mm e diametro pari a 100mm e portano ad una resistenza media a compressione pari a 39.1 Mpa (COV = 9,3%) per i dieci test effettuati per ogni muratura.

Nel complesso la resistenza media caratteristica del setto viene testata successivamente tramite CSA S304-14 testando cinque unità murarie per setto composte da due blocchi assemblati, rilevando 26.2 Mpa (COV = 8,2%).

L'armatura verticale e orizzontale viene è di Grade 400 secondo la definizione della normativa canadese, con resistenza media nominale a snervamento pari a 400Mpa.

Per ogni campione vengono testate almeno dieci barre usando tutte e due le tipologie di sezione utilizzate. I test vengono eseguiti perseguendo le modalità riportate nel CSA G301.18-M92-R2002 ricavando una resistenza media a snervamento di 498.3 Mpa (COV = 3%) che portano ad una deformazione media a snervamento pari a 0.003.

Si nota che questi valori sono di molto superiori a quelli prescritti dalle normative.

ID	f'_m	f'_{mo}	f'_{gr}	f'_m	f_y
W1	27,90	12,50	41,80	24,10	483,60
W2	28,80	11,80	44,10	23,70	511,50
W3	25,70	11,20	37,50	26,30	508,30
W4	22,30	15,70	32,20	23,90	465,30
W5	23,80	13,40	35,60	25,50	506,40
W6	28,10	12,60	38,80	28,40	505,20
W7	28,50	12,10	40,20	28,90	507,10
W8	29,70	13,40	42,30	29,10	498,80
MEAN	26,90	12,80	39,10	26,20	498,30
STD	2,50	1,30	3,60	2,10	14,90
COV (%)	9,20	10,00	9,30	8,20	3,00

L'analisi dei risultati ottenuti ed i successivi test numerici si sono concentrati su due campioni in particolare, il test W2 ed il test W4 poiché come verrà esposto in seguito verrà eseguita una comparazione tra i differenti cinematismi di collasso che si verificano tra i due campioni.

5.2 Setup delle prove

Viene ora presentato il setup delle prove eseguite per ricavare i successivi dati di confronto tra i vari campioni con particolare riferimento per il setup W2 e W4.

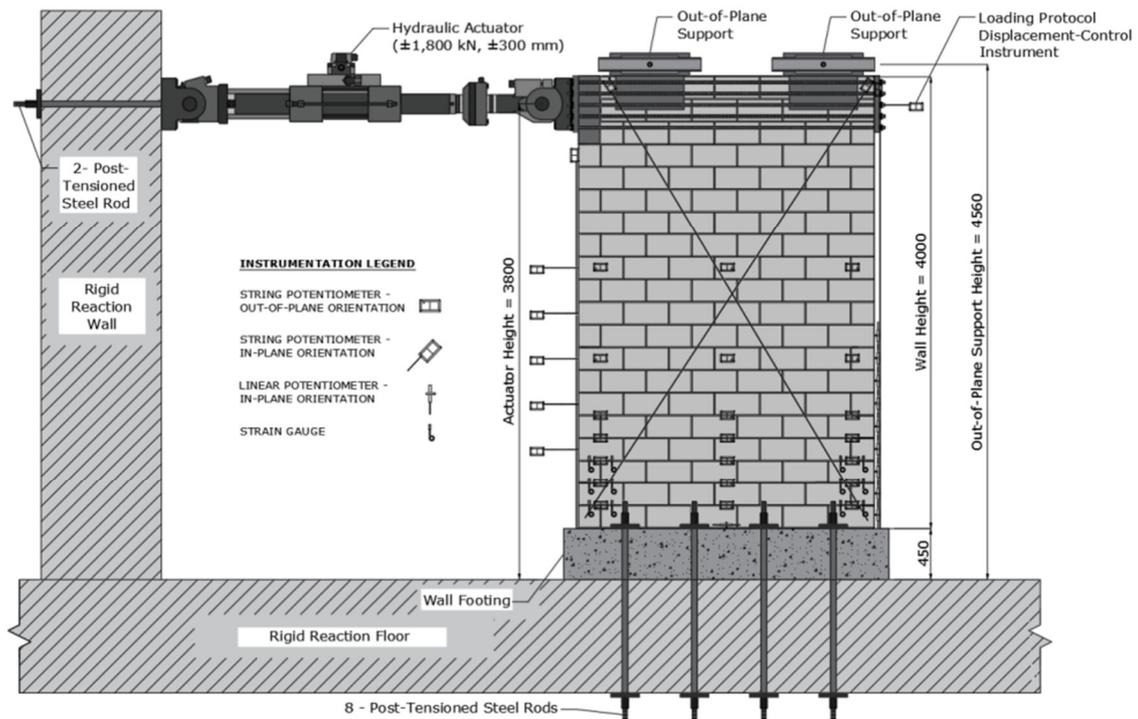


Figura 5-2: Test setup per campioni da W1 a W5

Per simulare il comportamento ciclico delle murature armate viene utilizzato un setup di test in grado di simulare con sufficiente approssimazione l'applicazione di un carico orizzontale nella sezione ultima di ogni setto.

Il principale attuatore di carico garantisce una capacità massima di carico pari a ± 1000 kN e ± 343 mm di lunghezza di attuazione e collegato tramite un vincolo di incastro ad un setto rigido.

Per quanto concerne il test W1, per simulare la reazione dovuta ad uno sforzo assiale di precompressione (comportamento riferito ad un edificio di altezza 9m) tramite due attuatori diagonali.

Per la trasmissione del carico reale vengono utilizzate dieci bielle d'acciaio post-teso con elevate caratteristiche meccaniche. Vennero inoltre utilizzati dei particolari piatti per prevenire spostamenti fuori piano sulla testa del setto.

5.2.1 Protocollo di Carico

Il protocollo di carico è basato sul controllo degli spostamenti imposti dall'attuatore di testa registrati da sensori di spostamento posti nel campione con potenziometri a molla ad altezza del primo attuatore. Il protocollo di carico avviene in modo continuo fino al raggiungimento della capacità ultima di spostamento registrata. Imposta fino al 60% della capacità ultima di carico riferita a ogni setto.

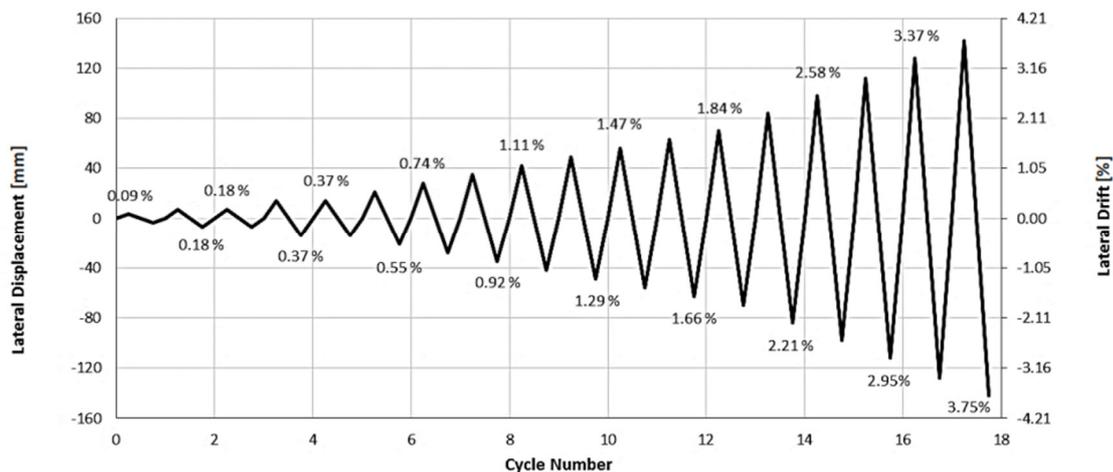


Figura 5-3: Ciclo di carico utilizzato nei setti W2 e W4

5.3 Caratteristiche campione W2

Viene ora presentato il campione test W2, la sua geometria, le caratteristiche meccaniche e il meccanismo di rottura sperimentato durante il ciclo di carico.

Il setto in muratura armata con blocchi in calcestruzzo presenta una dimensione di base pari a 2600mm ed un'altezza fino alla sezione superiore della fondazione di 3810mm. L'altezza della fondazione è di 450mm per un'altezza totale dalla sezione superiore del setto alla base della fondazione di 4260mm. Lo spessore dei blocchi utilizzati nella sezione W2 è di 140mm mentre lo spessore della fondazione è di 810mm.

L'armatura longitudinale è formata da 4 barre M15 e 5 barre M10 con rinforzo superiore per migliore trasmissione delle tensioni fornito da 5 M10.

La disposizione dell'armatura figura 2 M15 nelle due sezioni di estremità e M10 come armatura diffusa all'interno della sezione con un passo tra le prime barre di 200mm mentre tra M10 e M10 o M10 e M15 di 400mm. Il copriferro, fornito parzialmente da parte della muratura e dal rivestimento della barra dovuto al completo riempimento delle forature è di 100mm, per le barre di estremità, in direzione longitudinale al blocco. Il copriferro è pari a 70mm in direzione trasversale al blocco visto il posizionamento centrale delle barre.

L'armatura orizzontale è disposta partendo da un'altezza rispetto alla sezione superiore di 60mm. Il passo verticale dell'armatura è di 200mm contando in totale 19 legature M10.

5. CAMPIONI IN ANALISI

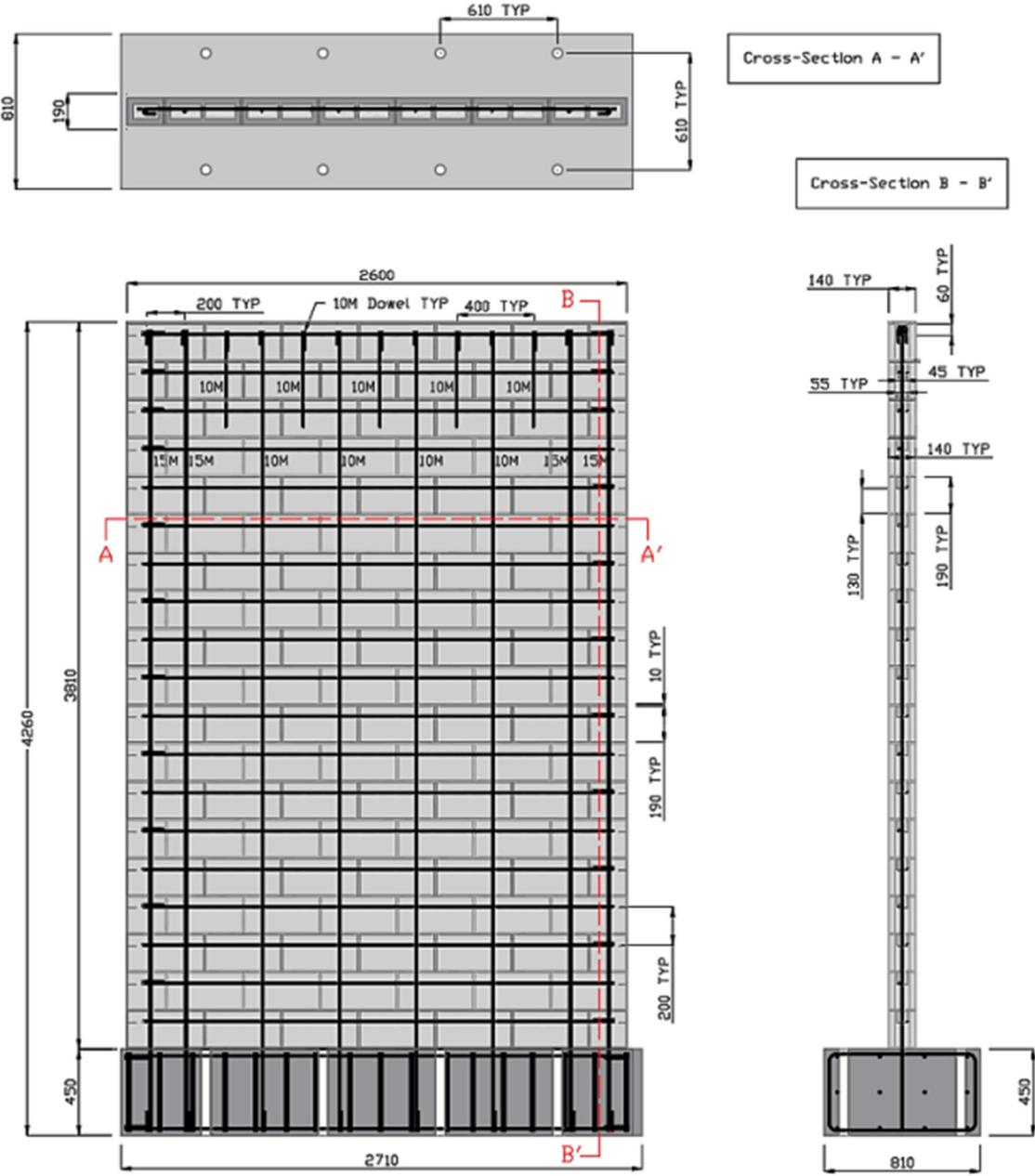


Figura 5-4: Geometria e Sezioni test W2

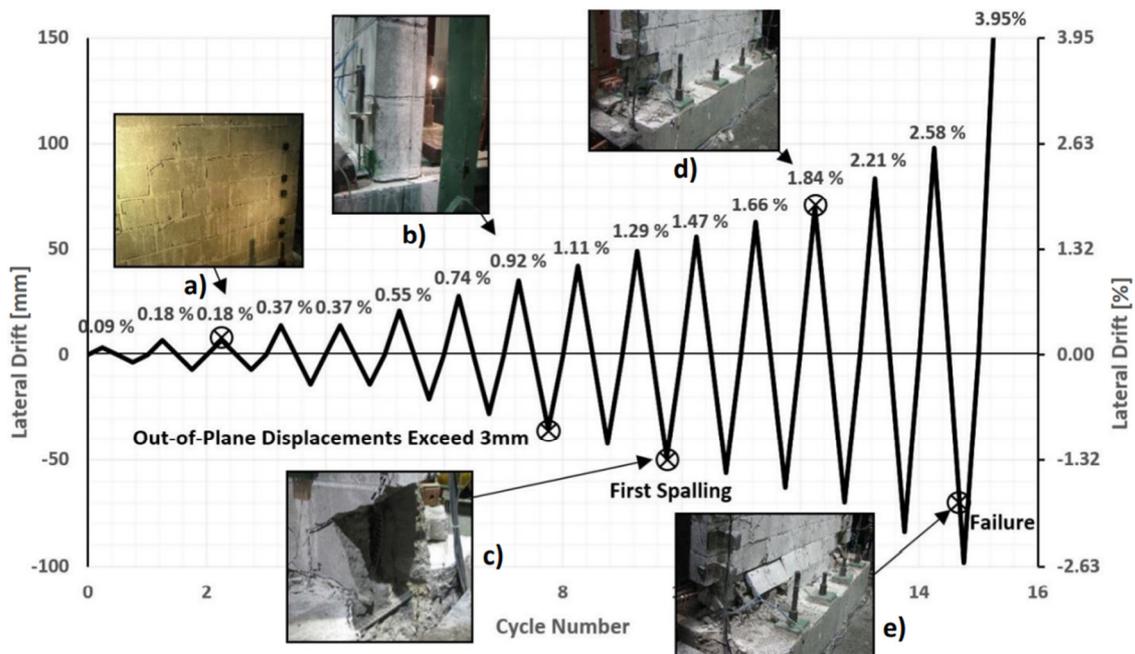
5.3.1 Comportamento ciclico del test W2

Figura 5-5: Meccanismi di rottura durante la prova W2

Il test di carico per il campione W2 presenta già dal primo ciclo delle fessure dovute ad un cinematismo flessionale per un drift di carico pari al 0.9% lungo i primi 6 corsi di muratura.

I successivi cicli di carico portano uno sviluppo della precedente fessurazione e lo sviluppo di nuove fessure diagonali dovute ad un cinematismo di taglio a circa $2/3$ dell'altezza del campione. Alla fine del ciclo corrispondente a drift pari a 0.37%, la fessurazione ricopre circa l'80% dell'altezza del campione anche se lo spessore delle stesse non è di ampiezza rilevante. La fessurazione maggiore misura circa 1 mm ed è localizzata alla base del setto murario.

Durante il ciclo di carico negativo pari a 0.92% del drift, inizia ad essere rilevante un cinematismo di sliding alla base pari a 15 mm. circa per il 43% del drift totale.

Questo ciclo di carico comporta una rottura per compressione dell'angolo sottoposto a carico negativo (toe crushing) e successivo spalling concentrato in questa zona di carico.

Questi due comportamenti portano ad una certa asimmetria nel ciclo di isteresi, sia in termini di resistenza che in termini di rigidità dovuto principalmente al meccanismo di collasso asimmetrico.

A questo punto della prova, iniziano a essere rilevanti i comportamenti fuori piano del campione raggiungendo spostamenti pari a 3 mm.

5. CAMPIONI IN ANALISI

Durante il ciclo di carico corrispondente a 1.29% del drift, lo spalling localizzato sulle facce del campione di test inizia ad essere rilevante con deformazioni superiori ai 10mm. Il successivo ciclo di carico rivela una forte compressione nell'angolo del setto caricato portando ad una rottura di tipo toe crushing con forti deformazioni e rotture delle facce dei singoli mattoni.

La rottura per pressoflessione dell'angolo della muratura di base porta buckling localizzato sulle barre durante il ciclo di carico in compressione e un raddrizzamento delle barre durante il ciclo di carico opposto.

Durante i successivi cicli di carico, le deformazioni fuori piano portano spostamenti pari a 30mm e successivamente a 60mm durante il ciclo pari a 2.21% di drift, dove si osserva rottura localizzata per compressione alla base di entrambi i setti.

Durante l'ultimo ciclo di carico, pari a 2.58% di drift, gli spostamenti fuori piano raggiungono il valore di 70mm, pari a circa la metà della larghezza del setto.

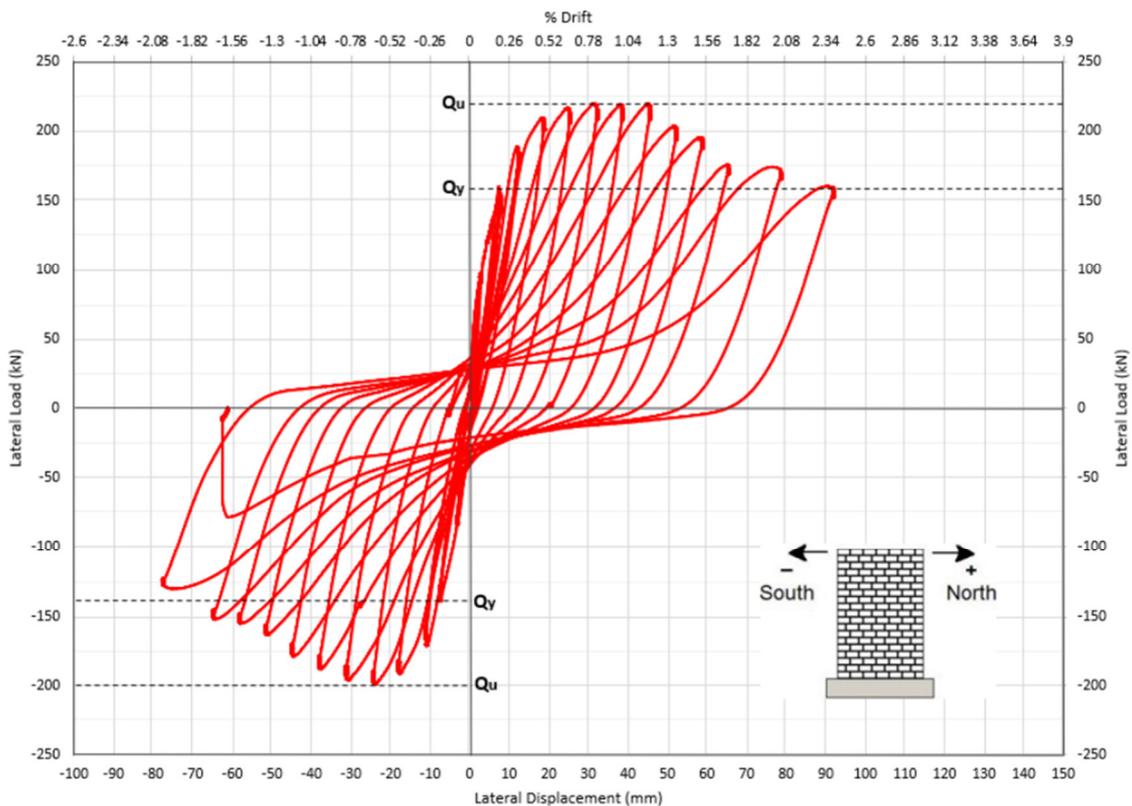


Figura 5-6: W2 - Curva Carico-Spostamento

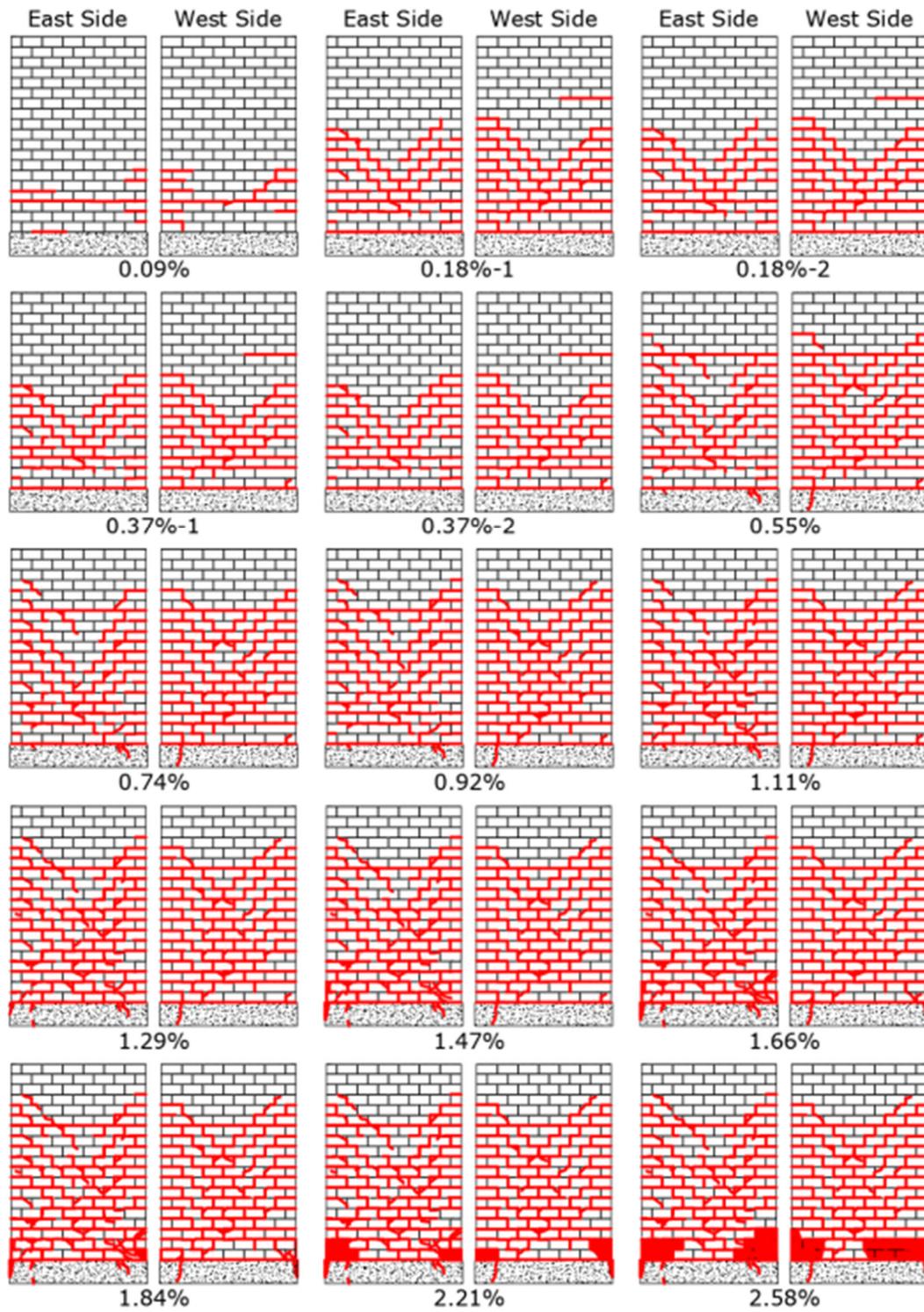


Figura 5-7: Diagramma delle fessure -W2

5.4 Caratteristiche campione W4

Viene ora presentato il campione test W4, la sua geometria, le caratteristiche meccaniche e il meccanismo di rottura sperimentato durante il ciclo di carico.

Il setto in muratura armata con blocchi in calcestruzzo presenta una dimensione di base pari a 1400mm ed un'altezza fino alla sezione superiore della fondazione di 4010mm. L'altezza della fondazione è di 450mm per un'altezza totale dalla sezione superiore del setto alla base della fondazione di 4260mm. Lo spessore dei blocchi utilizzati nella sezione W2 è di 190mm mentre lo spessore della fondazione è di 810mm.

L'armatura longitudinale è formata da 4 barre M15 con rinforzo superiore per migliore trasmissione delle tensioni fornito da 7 M10.

La disposizione dell'armatura figura 2 M15 nelle due sezioni di estremità con passo di 200mm. Il copriferro, fornito parzialmente da parte della muratura e dal rivestimento della barra dovuto al completo riempimento delle forature è di 100mm, per le barre di estremità, in direzione longitudinale al blocco. Il copriferro è pari a 95mm in direzione trasversale al blocco visto il posizionamento centrale delle barre.

L'armatura orizzontale è disposta partendo da un'altezza rispetto alla sezione superiore di 60mm. Il passo verticale dell'armatura è di 200mm per 6 disposizioni con doppie legature M10.

Successivamente si incorre fino alla base in 3 barre M10 con doppia legatura con passo 800mm e l'ultimo rinforzo con passo 400mm, per un totale di 10 rinforzi orizzontali.

5. CAMPIONI IN ANALISI

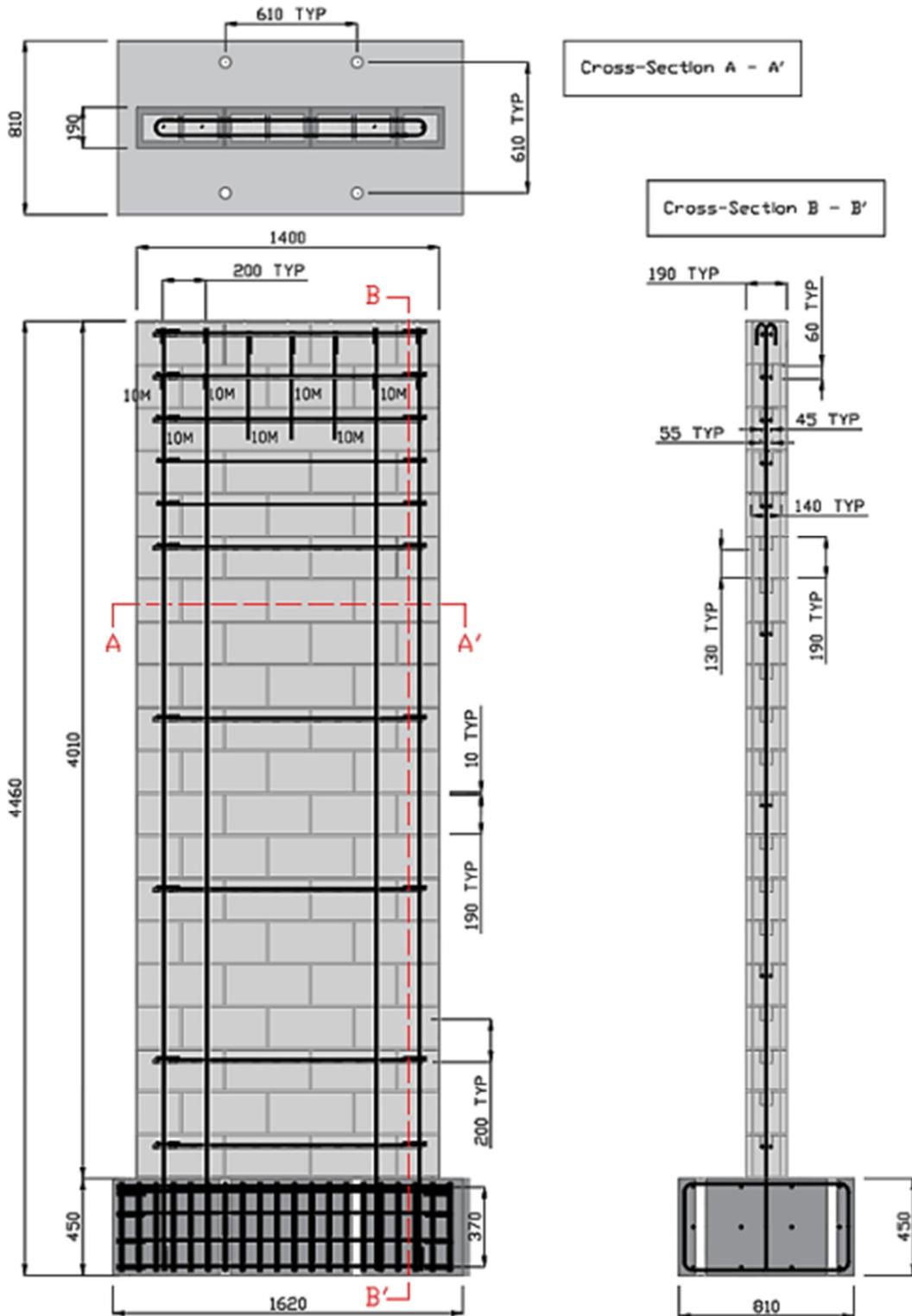


Figura 5-8: Geometria e Sezioni test W4

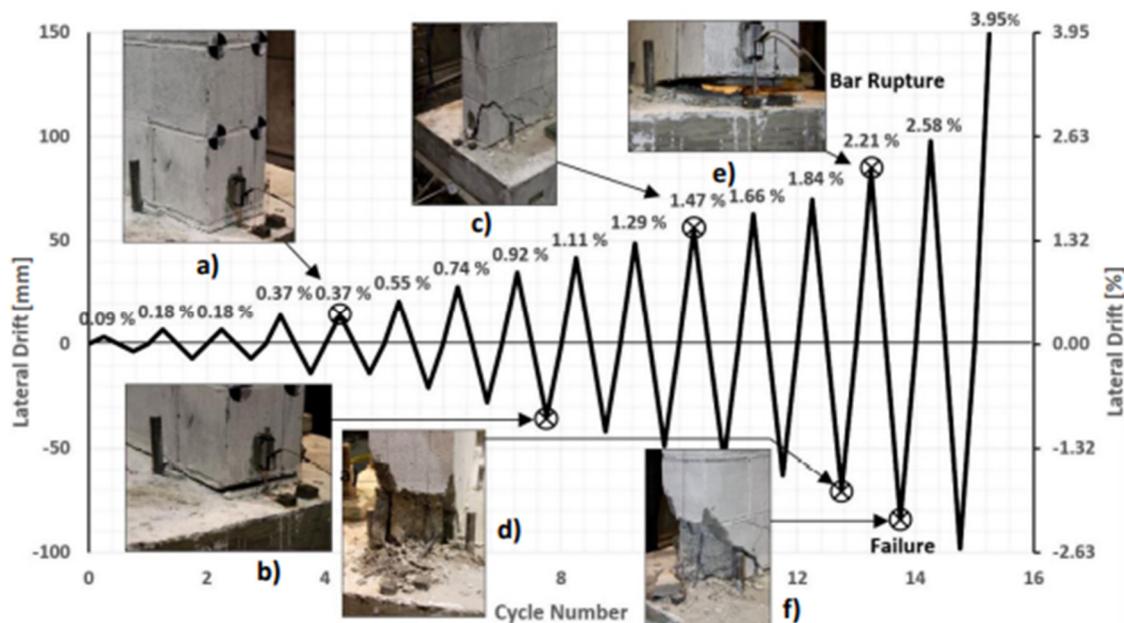
5.4.1 Comportamento ciclico del test W2

Figura 5-9: Comportamento ciclico campione W4

Viene ora analizzato il comportamento del paramento di test W4 durante il ciclo di carico.

La fessurazione inizia alla base lungo il primo corso di muratura durante il primo ciclo di carico pari a 0.09% del drift e viene estesa al secondo corso di muratura durante il secondo ciclo pari a 0.18% del drift.

Le successive fessure, si sviluppano per un'altezza pari a sei corsi di muratura durante il successivo ciclo di carico relativo a 0.37% del drift.

Lo spessore delle fessure risulta inferiore a 0.2 mm di ampiezza mentre alla base, viene raggiunto uno spessore pari a 1.25 mm.

Il ciclo di carico corrispondente a 0.74% del drift porta ad un'elevata concentrazione di tensione verticale alla base del paramento con fessurazioni sostanziali di spessore 4 mm e inizia a persistere uno scorrimento di base misurato in 2 mm.

Durante il successivo ciclo di carico lo scorrimento alla base diventa prevalente con uno scorrimento misurato del valore di 10 mm. Lo sliding alla base del paramento risulta essere il sistema di collasso prevalente durante il ciclo di carico positivo con un drift pari al 40% del drift totale.

Lo scorrimento alla base osservato per i cicli di carico negativo non è invece stato rilevante, il comportamento del paramento durante questa fase di carico è stato prevalentemente di rocking e rotazione rigida alla base.

Si osserva come il quadro fessurativo durante i successivi cicli di carico si sia stabilizzato con incrementi non rilevanti dell'ampiezza e della lunghezza delle fessure.

Durante il ciclo di carico pari a 1.47% del drift negativo si possono iniziare ad osservare fenomeni di spalling e spostamenti residui permanenti per quanto riguarda i cicli di carico positivo alla base del paramento. Lo sliding alla base rimane il comportamento prevalente a rottura durante questo ciclo di carico portando ad una rotazione rispetto all'asse verticale pari a 0.015 radianti.

Lo spalling e la rottura dei blocchi di calcestruzzo durante il ciclo di carico negativo alla base del paramento portano ad un'esposizione delle barre di armatura con conseguente buckling e defomazione delle stesse durante i successivi cicli di carico.

Durante l'ultimo ciclo di carico a 2.21% del drift, lo scorrimento negativo alla base si assesta verso la direzione di carico positivo a 36 mm e la fessurazione di base presenta un'ampiezza pari a 30 mm.

Durante la fase di carico negativo, le barre di rinforzo longitudinali si fratturano in direzione positiva alla base del setto.

La demolizione del paramento fa notare significativi danni alla base e nella parte centrale dello spessore del setto, da cui si possono dedurre rilevanti fenomeni di snervamento occorsi all'armatura longitudinale dovendo assorbire alte concentrazioni di tensione, contribuendo così alla frattura del paramento.

I comportamenti fuori piano del paramento non sono stati rilevanti alla rottura.

5. CAMPIONI IN ANALISI

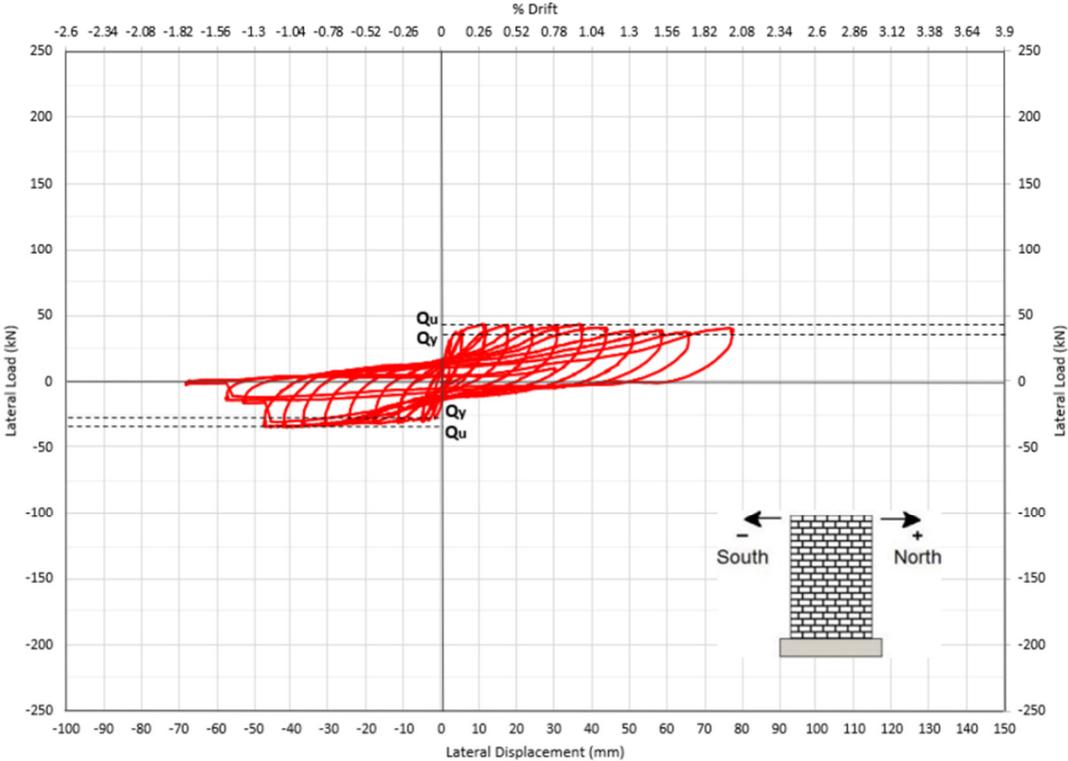


Figura 5-10: W4 - Curva Carico-Spostamento



Figura 5-11: Comportamento fessurativo campione W4

6 ANALISI NUMERICA

In questo capitolo verranno comparate le analisi condotte dal punto di vista numerico con le evidenze sperimentali esposte nel capitolo 5.

Verrà prima analizzato il comportamento numerico del test W2 e successivamente il comportamento numerico del test W4.

6.1 Analisi Test W2

6.1.1 Stima della curva di Isteresi – tratto monotono

L'errore viene misurato nella modellazione attraverso una stima della curva di isteresi attraverso un processo di minimizzazione dello scarto:

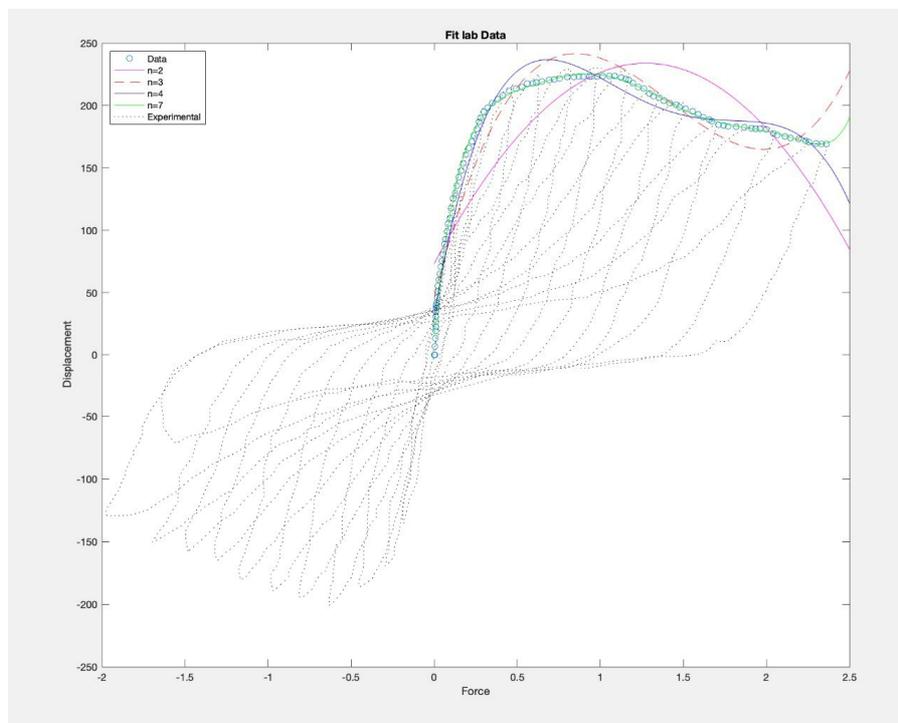


Figura 6-1: Stima della curva campione W2

Il processo di minimizzazione dello scarto porta a considerare un polinomio di grado sette per il successivo confronto dell'errore. Si può vedere nella successiva figura (Figura 6(2)) come la distribuzione dello stesso per quest'ultimo sia molto migliore di quella eseguita per polinomi di grado minore. I valori dei residui sono di fatto compresi in un range tra -3 e 3 non andando a considerare i valori di outlier visibili per la parte iniziale della stima e dovuti ad un dataset non perfetto.

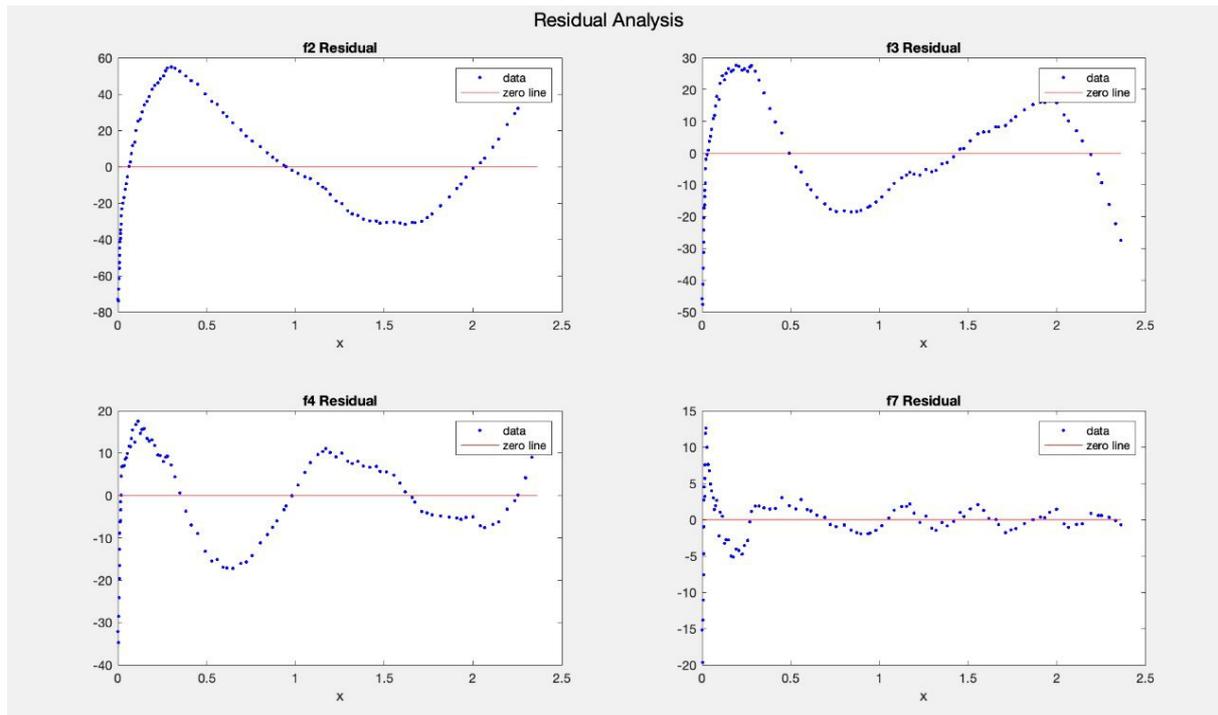


Figura 6-2: Analisi sui residui - Campione W2

6.1.2 Analisi del cinematismo di rottura principale

La prova ciclica eseguita sul campione W2 rileva una rottura principale a pressoflessione con elevato grado di degrado alla base, concentrato soprattutto negli angoli, dove si verifica un cinematismo indotto dal carico ciclico di toe crushing.

L'elevato grado di compressione concentrato nell'angolo del campione porta alla rottura per schiacciamento al piede e alla variazione dell'asse neutro. L'asse neutro governa per sua natura la resistenza del campione e crescendo in valore porta al raggiungimento del momento ultimo resistente e successiva rottura del pannello.

$$M_u = N \cdot \left(\frac{l - a}{2} \right)$$

Come visto in precedenza, nell'introduzione ai principali meccanismi di rottura della muratura armata e osservabile dalla formula appena riportata, l'ampiezza dell'asse neutro diminuisce il moltiplicatore di carico N e di conseguenza la resistenza massima di quest'ultimo.

Le caratteristiche meccaniche del pannello vengono di seguito riportate, sia in funzione della muratura che in funzione dell'acciaio.

Il rapporto tra sezione di base e altezza del campione pari a 1,5 rende la sezione sufficientemente snella da incorrere in un cinematismo di presso-flessione e l'elevato grado di armatura trasversale garantisce sufficiente confinamento per garantire una rottura di tipo duttile senza incorrere, almeno fino a termine del ciclo in rotture localizzate.

ID	TIPO SEZIONE	h_u	h_u/t_w	h_u/L_w	f'_m (Mpa)	$P/(A_n f'_m)$	ρ_v (%)	ρ_h (%)	$V_{max}/A_{nv} f'_m^{1/2}$
W2	R	3800	27,1	1,5	23,4	0	0,33	0,36	0,13

Viene inoltre sottolineato l'elevato grado di resistenza delle armature longitudinali e trasversali.

ID	f'_m	f'_{mo}	f'_{gr}	f'_m	f_y
W2	28,80	11,80	44,10	23,70	511,50

6.1.3 Risultati Numerici

Viene di seguito riportata la curva che meglio approssima il comportamento monotono del carico ciclico.

Come si evince dal grafico la curva ricalca molto bene il comportamento monotono seguendo il tratto elastico iniziale, proseguendo con un tratto di plasticizzazione costante e successivamente decresce seguendo l'andamento massimo rispecchiato dai cicli di carico.

Il picco massimo registrato dalla curva sperimentale è pari a 225 kN e rispecchia le analisi di resistenza teoriche effettuate con un valore massimo rispetto ai materiali di test pari a 221 kN.

La modellazione numerica porta ad un picco massimo di resistenza di 219 kN rispecchiando così il comportamento sperimentale e teorico di massima resistenza del campione W2.

Lo spostamento finale massimo registrato a rottura è di 240 mm.

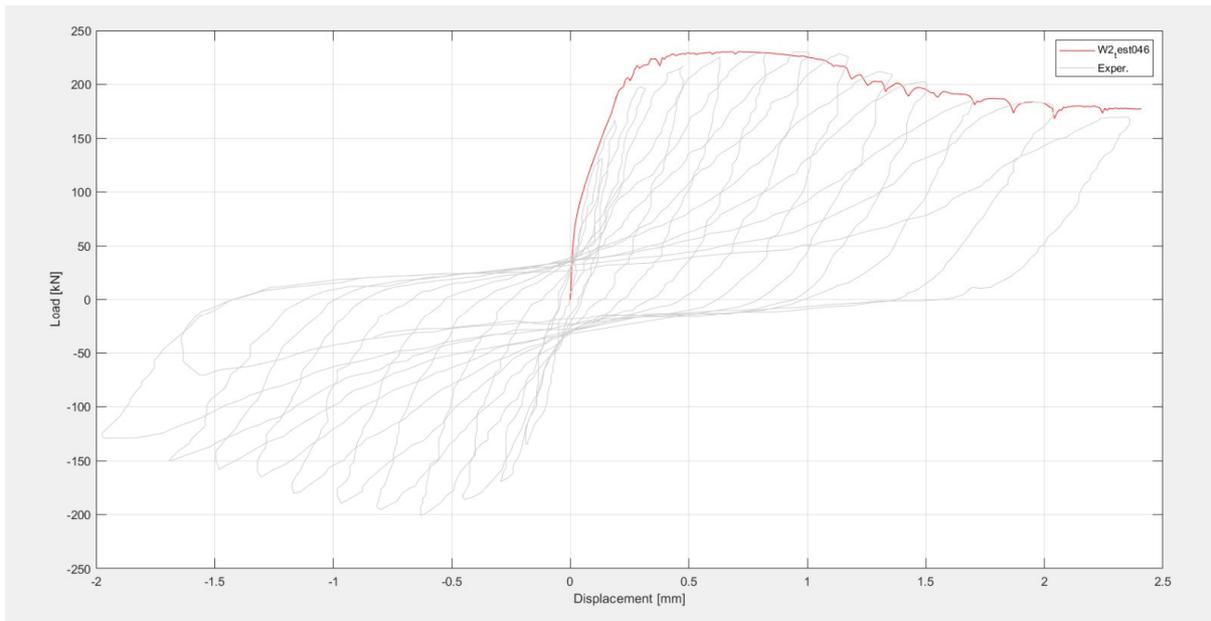


Figura 6-3: Experimental vs Test campion W2

La costruzione della curva numerica oltre a passare per la definizione delle principali caratteristiche geometriche e meccaniche precedentemente esposte vede con particolare importanza la definizione, soprattutto visto il meccanismo di rottura a pressoflessione, dell'Energia massima di frattura e dell'area di influenza dei link. Verrà successivamente presentata una comparazione tra i risultati numerici e l'importanza di una stima ottimale di queste variabili.

Viene ora presentata la deformata ottimale del modello numerico dove si può notare la rottura nella zona in basso a destra dovuta al superamento della resistenza massima a compressione e l'apertura del quadro fessurativo nella zona di sinistra con fessure che si aprono a ventaglio lungo circa metà altezza del setto.

Questo comportamento riprende le caratteristiche esposte per il cinematismo sperimentale registrato per cui i primi sei corsi di muratura presentavano ampia fessurazione già nei primi cicli di carico e per drift modesti si registrava lo schiacciamento al piede della zona compressa.

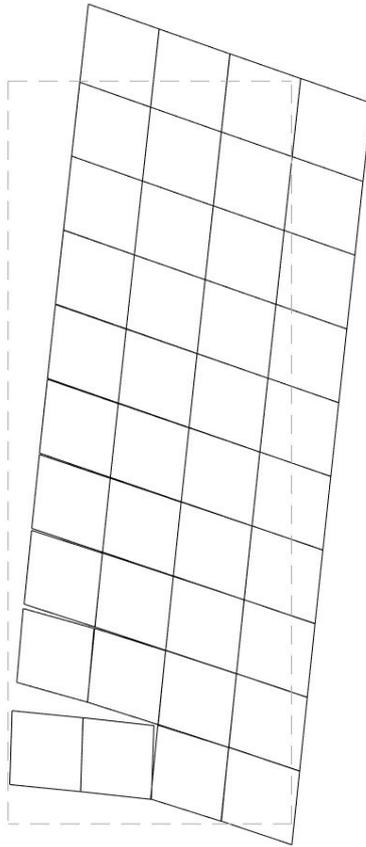


Figura 6-4: Deformata numerica campione W2

Il comportamento tensionale rispecchia quanto precedentemente osservato e chiarifica il corretto funzionamento del modello.

Viene successivamente presentata un'immagine (Figura 6(5)) dove è possibile notare con countour blue la zona compressa ed in countour rosso la zona tesa. Ne consegue che la zona in basso a destra nel campione denota alta compressione con raggiungimento della massima resistenza a compressione dei link che cedono in successione partendo dal link più esterno al campione.

La zona sinistra invece denota un countour finale di colore bianco indicando completa rottura per trazione dei link e la resistenza a flessione del setto continua ad essere garantita solamente dal funzionamento dell'armatura.

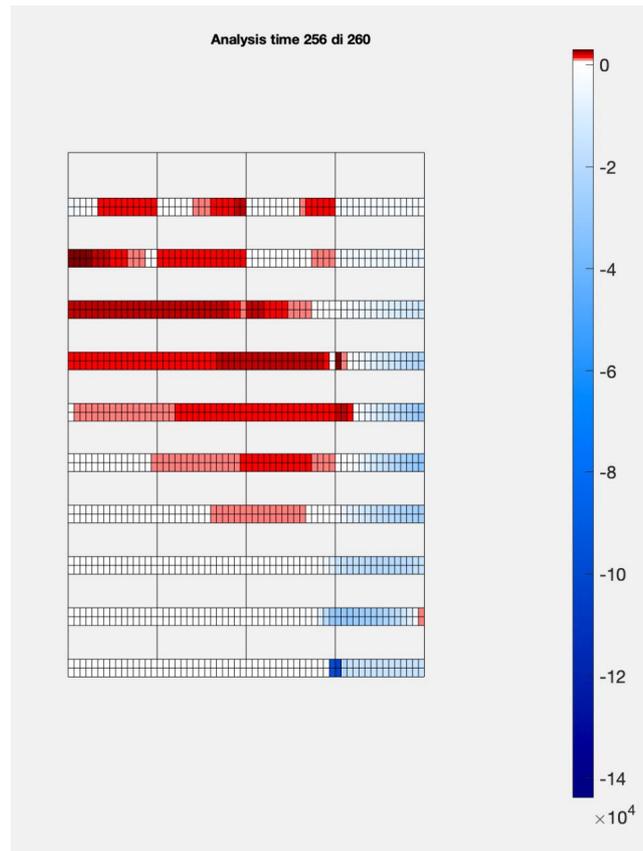


Figura 6-5: Diagramma di Sforzo Normale [N]

6.1.4 Analisi Parametrica dei risultati

Le principali caratteristiche che governano il comportamento reale del campione e di conseguenza il suo comportamento numerico sono come anticipato precedentemente l'energia di frattura e la distanza a cui sono posti gli slider.

La distanza a cui sono disposti gli slider è pari a $\lambda=l/n$ in cui l è la lunghezza dell'interfaccia del pannello, uguale al lato interessato del *shear panel*, e n è il numero di slider presenti nell'interfaccia.

L'energia di frattura viene definita come la quantità necessaria per creare una fessura di area unitaria lungo l'interfaccia tra mattone e malta. Considerando un grafico Tensione – Spostamento, essa può essere ricondotta all'area sottesa alla curva di softening.

$$\sigma_{cu} = 0,15 \cdot \sigma_{cy}$$

$$G_{f,c} = 15 + 0,43 \sigma - 0,00036 \sigma^2$$

Assumendo σ pari alla resistenza media a compressione ricaviamo $G_{f,c} = 25 \text{ MPa}$

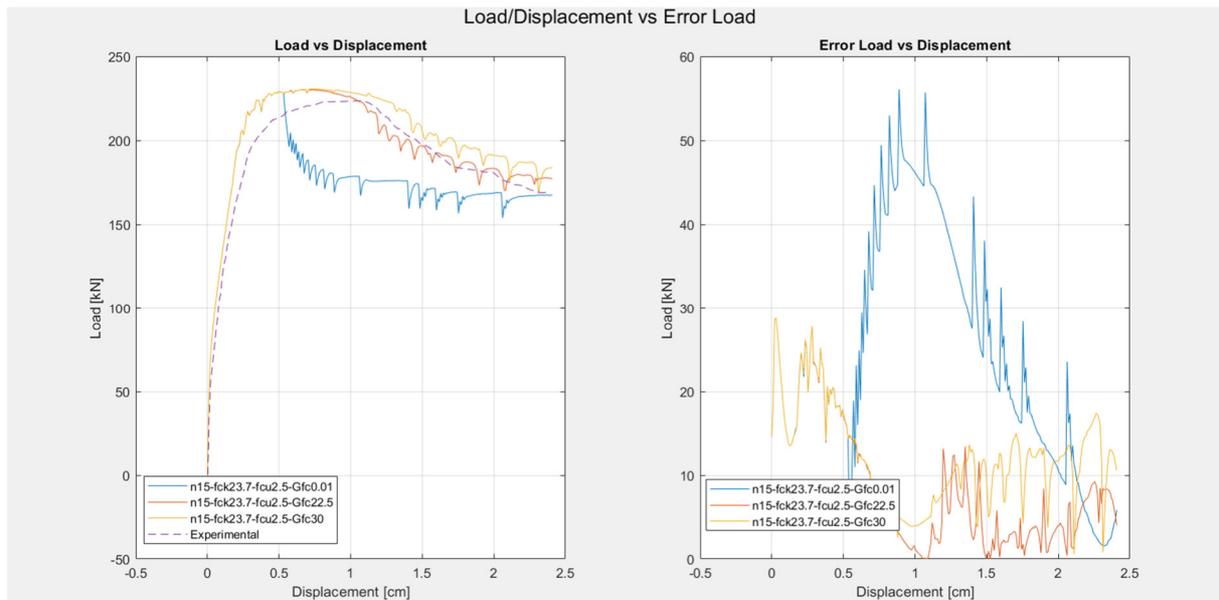


Figura 6-6: Parametrizzazione Energia di Frattura

Dalla Figura 6-6 si evince come la curva che meglio approssima la monotona relativa al test W2 denoti un valore di energia di frattura pari a 22.5 Mpa.

Nel caso di valore Gfc (Energia di Frattura) maggiore, il tratto di plasticizzazione si estende, seguendo il comportamento teorico. Nel caso opposto, si noti la curva in azzurro che rappresenta un valore Gfc prossimo a zero la curva subisce una rapida decrescita, rilevando una rottura di tipo fragile.

Il comportamento associato a Gfc prossimo a zero è un comportamento di tipo fragile che non rispecchia il comportamento sperimentale e quindi una rottura per comportamento duttile.

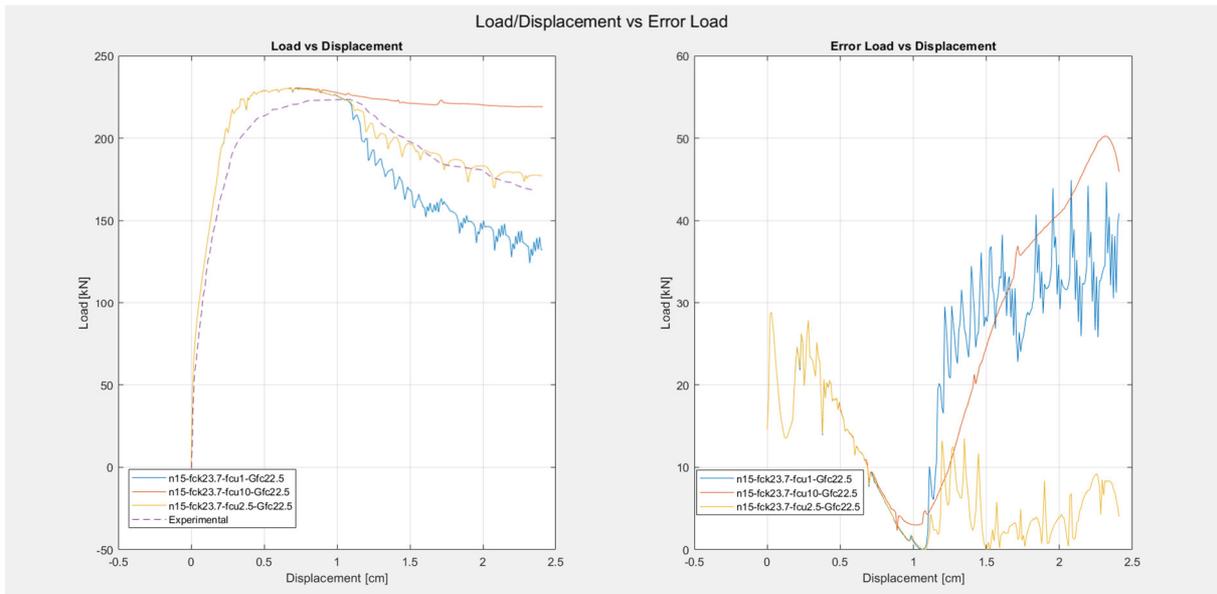


Figura 6-7: Variazione fcu - test W2

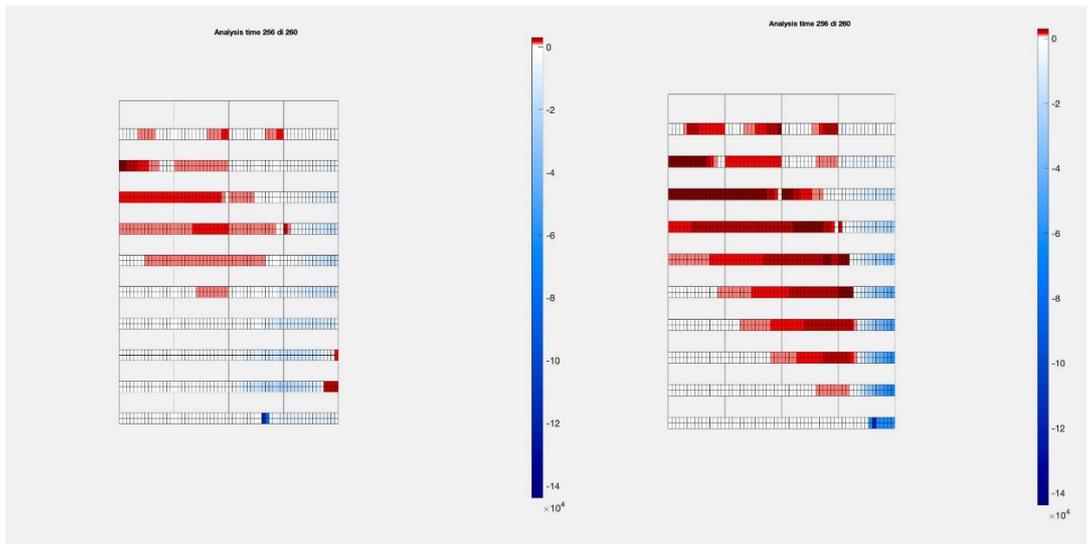


Figura 6-8: Comparazione parametro fcu - test W2 (sx fcu 0.01 - sx fcu 10.00)

L'altro parametro di interesse viene controllato mantenendo costante il numero totale di link e quindi costante il rapporto λ e variando il numero di righe.

Il comportamento flessionale e la plasticizzazione vengono, come visibile in Figura 6-9, controllata da una distanza tra i link inferiore alla posizione dell'asse neutro della sezione pari a circa 75cm.

Mantenendo un totale di 60 link si ottiene una distanza di influenza per ogni link di circa 43cm.

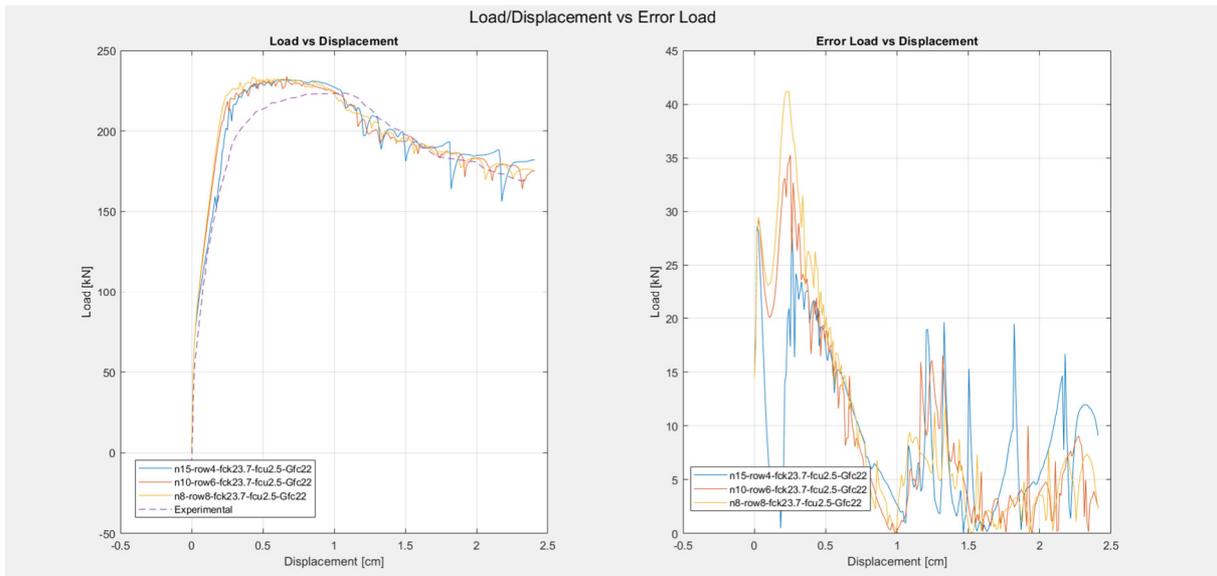


Figura 6-9: Parametrizzazione numero di link - Test W2

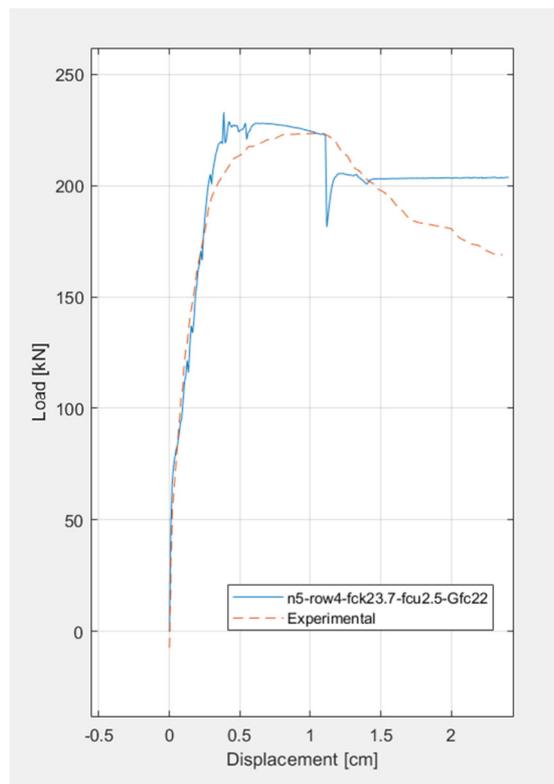


Figura 6-10: Rottura fragile della zona plasticizzata - Test W2

Si osserva che il comportamento in fase elastica viene gestito in modo ottimale anche per una minore distribuzione di link, viene invece a mancare la coerenza in zona plastica come si evince in Figura 6-10.

6.1.5 Analisi Ciclica W2

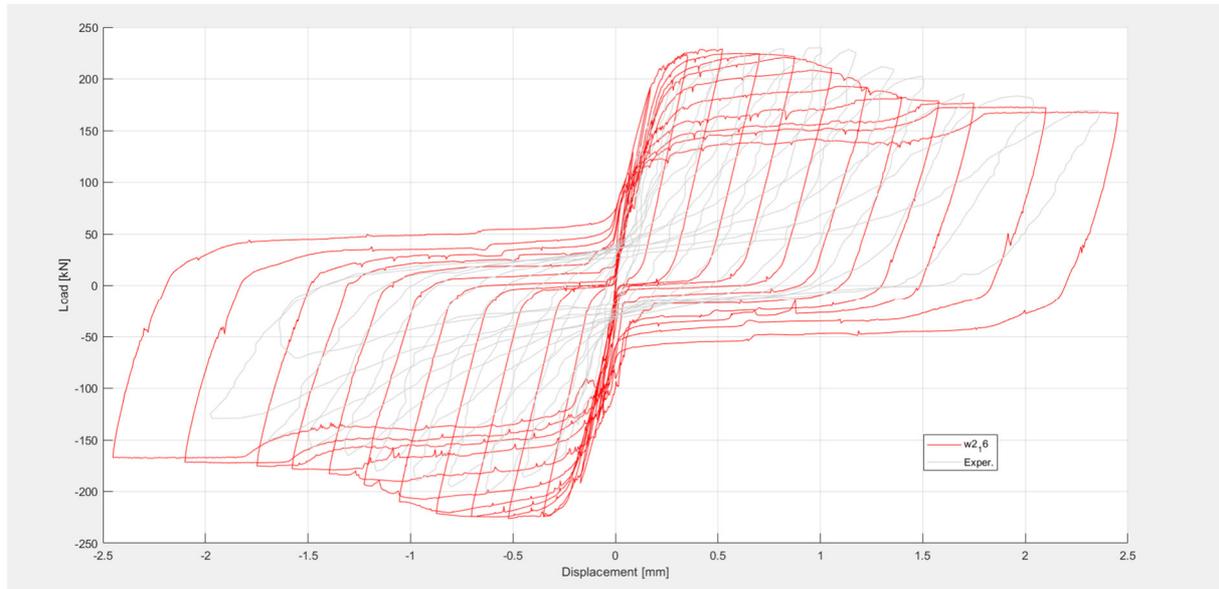


Figure 6-1-5: Grafico Analisi ciclica W2

Viene di seguito riportato l'andamento ciclico per il campione di controllo W2, si nota come il tratto di softening venga ricostruito bene dall'analisi numerica.

La differenza riscontrata tra il comportamento di carico e ricarico viene parzialmente a mancare in relazione alla asimmetria del meccanismo di collasso.

La rigidità di scarico viene sovrastimata dal modello e porta ad una forza di stima pari a -220 kN ,per questo tratto, che eccede il reale comportamento del campione.

6.2 Analisi test W4

6.2.1 Stima della curva di isteresi – Tratto monotono

L'errore viene misurato nella modellazione attraverso una stima della curva di isteresi attraverso un processo di minimizzazione dello scarto:

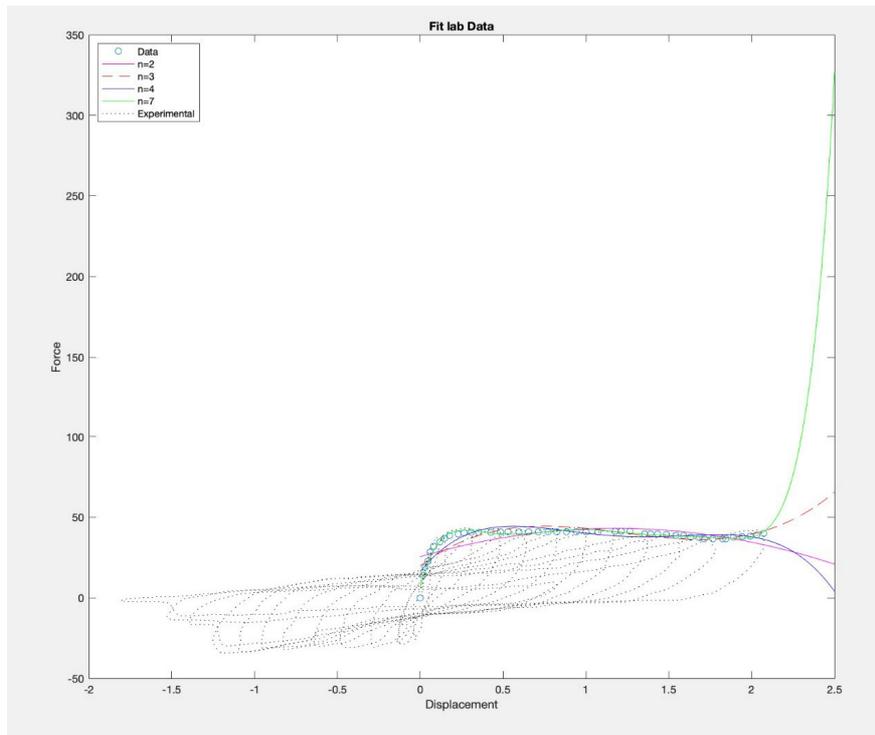


Figura 6-11: Stima della curva campione W4

Il processo di minimizzazione dello scarto porta a considerare un polinomio di grado sette per il successivo confronto dell'errore. Si può vedere nella successiva figura (Figura 6(12)) come la distribuzione dello stesso per quest'ultimo sia molto migliore di quella eseguita per polinomi di grado minore. I valori dei residui sono di fatto compresi in un range tra -2 e 2 non andando a considerare i valori di outlier visibili per la parte iniziale della stima e dovuti ad un dataset non perfetto.

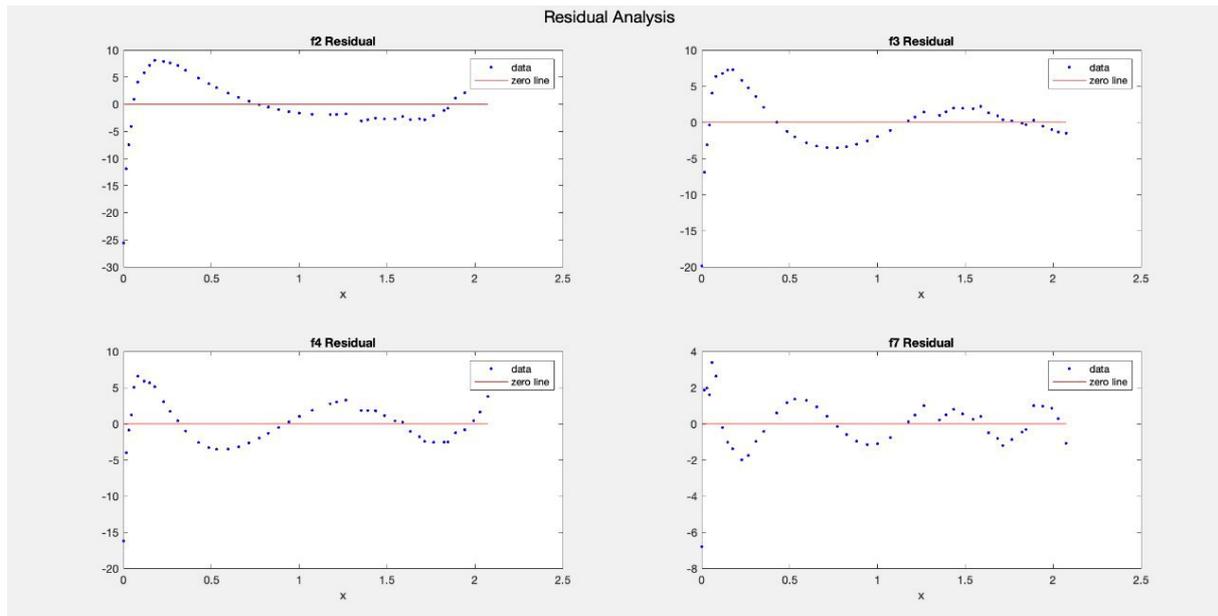


Figura 6-12: Analisi sui residui - Campione W2

6.2.2 Analisi del cinematismo di rottura principale

Il cinematismo di rottura principale del campione di test W2 osservabile dalla metodologia di rottura sperimentale è di scorrimento alla base. Viene registrato uno scorrimento massimo di circa 36mm e una rottura localizzata delle armature longitudinali con un troncamento delle stesse nell'angolo in basso a sinistra.

L'analisi geometrica del campione rivela un rapporto di snellezza molto elevato, con un rapporto di forma pari a 2,9 e armatura verticale con rapporto minore rispetto al campione W2.

ID	TIPO SEZIONE	h_u	h_u/t_w	h_u/L_w	f'_m (Mpa)	$P/(A_n f'_m)$	ρ_v (%)	ρ_h (%)	$V_{max}/A_{nv} f'_m{}^{1/2}$
W4	R	4000	21,1	2,9	27,1	0	0,15	0,26	0,03

Per quanto concerne le proprietà meccaniche dell'acciaio le caratteristiche di resistenza risultano di circa il 10% inferiori a quelle del campione W2.

ID	f'_m	f'_{mo}	f'_{gr}	f'_m	f_y
W4	22,30	15,70	32,20	23,90	465,30

6.2.3 Risultati Numerici

Viene di seguito riportata la curva numerica che meglio approssima il comportamento monotono del carico ciclico.

Si nota come la resistenza massima offerta a Momento ultimo resistente per le proprietà meccaniche appena esposte sia di circa 175 kNm con un conseguente massimo taglio resistente di 43.7 kN.

Il massimo carico resistente misurato durante la prova sperimentale è pari a 45kN mentre il picco di carico raggiunto dal modello numerico è di 41 kN.

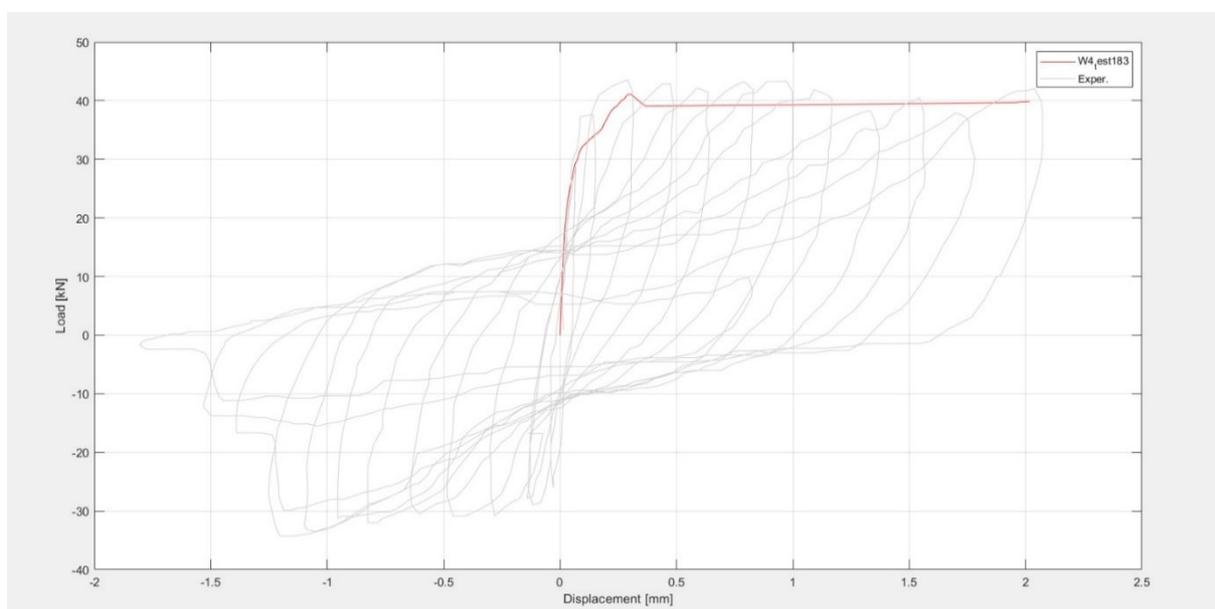


Figura 6-13: Curva Forza - Spostamento test-W4

La curva ricalca molto bene il tratto lineare elastico, divergendo nella stima della rilevazione del picco. Viene però approssimato molto bene la resistenza del campione nel tratto plastico che mantiene costante il suo valore fino alla fine del ciclo di carico.

Visto il comportamento a rottura precedentemente presentato i parametri che influenzano maggiormente il modello modello sono quelli relativi alla coesione e il coefficiente d'attrito.

Quando viene raggiunta la forza limite inizia lo scorrimento della muratura tramite una diretta correlazione tra la coesione rappresentata dal parametro c , il coefficiente d'attrito μ che controlla il meccanismo di rottura a taglio-scorrimento e tensione media agente σ_m sull'interfaccia. A_0 è l'effettiva area di contatto tra due pannelli adiacenti.

$$F_{lim} = (c + \mu \cdot \sigma_m) \cdot A_0$$

Viene di seguito riportata la deformata del campione, che rileva come il modello DMEM colga con ottima approssimazione la rottura a sliding.

Come è possibile vedere in Figura 6-14, il comportamento iniziale con iniziale fessurazione flessionale dei primi 3 corsi di muratura viene ripreso in modo ottimale dalla modellazione (coefficiente di amplificazione visivo $m = 10$). In figura si può notare l'iniziale comportamento flessionale con una fessurazione di base concentrata nell'angolo sinistro.

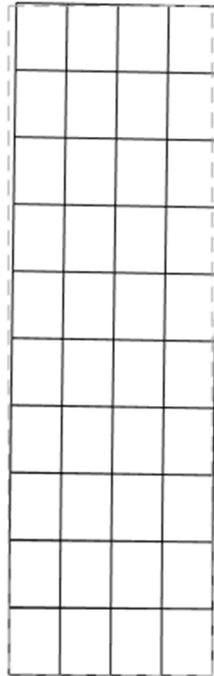


Figura 6-14: Deformata iniziale tratto elastico W2

Successivamente, come visibile in Figura 6-15 è possibile osservare per step di carico 246 su 250 e fattore di amplificazione 10, il comportamento a sliding.

Il setto trasla con spostamento finale massimo di circa 40mm e non viene indotto quasi nessun fenomeno di pressoflessione mantenendo la deformata associata al tratto finale elastico.

I fattori di modellazione, come visto precedentemente, che influenzano il comportamento plastico a scorrimento e di conseguenza la deformata sono stati differenziati per i link di base che collegano il setto alla fondazione.

Sono stati assunti per la coesione di base un coefficiente pari a 0,01 ed un coefficiente d'attrito pari a 0,2.

Mentre l'angolo di attrito verrà ridotto secondo il parametro assegnato allo slider Δ_{frct} espresso come:

$$\Delta_{frct} = 1 - \frac{\mu'_{(D=1)}}{\mu} \quad 0 \leq \Delta_{frct} \leq 1$$

In cui μ è l'angolo di attrito iniziale e $\mu'_{(D=1)}$ è l'angolo di attrito residuo una volta sviluppato il degrado massimo. La funzione varia tra 0 ed 1 potendo così determinare la percentuale persa in fase plastica.

Nel tratto di softening l'angolo di attrito sarà calcolato come:

$$\mu'_{0 \leq D < 1} = \mu \cdot (1 - D \cdot \Delta_{frct}) \quad \mu'_{D=1} = \mu \cdot (1 - \Delta_{frct})$$

Al modello verrà assegnato un danno Frct pari a 0,05.

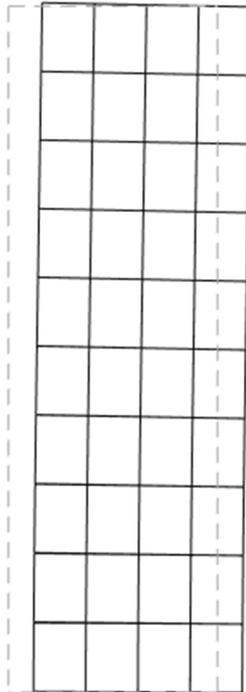
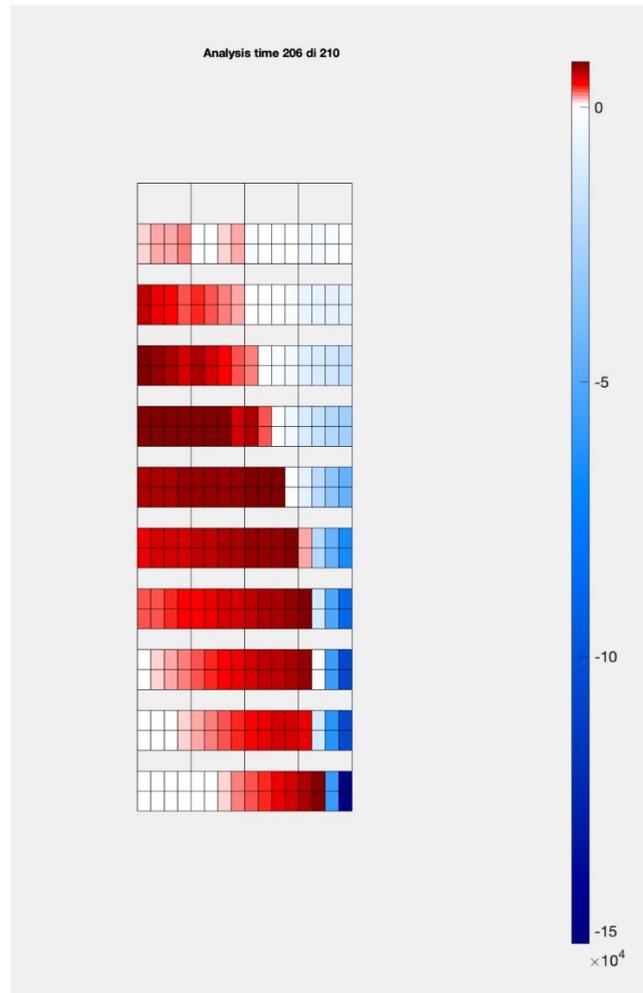


Figura 6-15. Deformata finale, tratto plastico con sliding W2

Viene di seguito riportata l'analisi tensionale per il campione W4 che ricalca il comportamento a sforzo normale previsto.



Il contoure rosso indica tensioni di compressione mentre il contoure blue indica trazione.

6.2.4 Analisi parametrica dei risultati

Viene qui riportata l'analisi di confronto per valore di danno nel tratto di softening pari a 0,00 e 0,05.

Si osserva come il tratto di softening sia caratterizzato dalla funzione che definisce il degrado dell'angolo di atrito.

Nel tratto elastico il valore non molto elevato del danno imposto alla curva influenza in modo non rilevante la resistenza, mentre una volta raggiunto il tratto plastico, si nota come assumendo nulla la funzione di degrado questa porti ad un comportamento non reale per quanto riguarda il tratto di softening. In caso venisse imposta una funzione di degrado pari a 0.1 si registrano problemi di convergenza caratterizzati da una rottura di tipo fragile

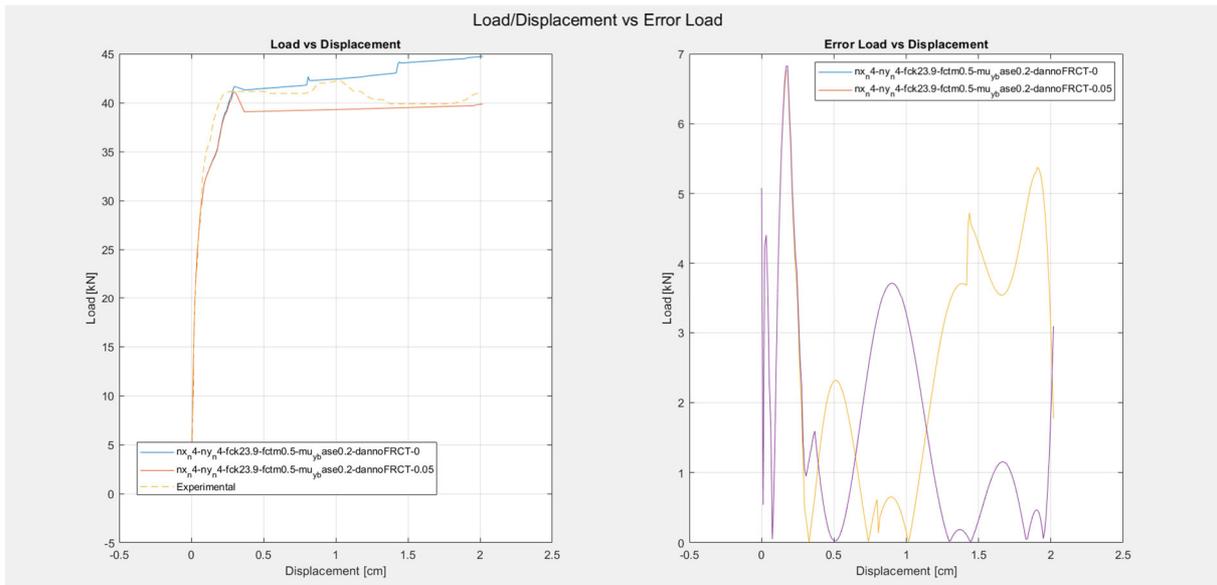


Figura 6-16: Confronto danno frct campione W4

Viene ora analizzata la variazione imposta al coefficiente d'attrito relativo ai link di base, differenziando la variazione tra 0,2 e 1.

Analizzando il comportamento della curva carico-spostamento si evidenzia come il picco già per valori di μ_{y_base} pari a 0,25 cresca già molto rapidamente portando a stabilizzarsi nell'intorno di un valore pari a 0,4. La curva non subisce variazioni per valori superiori a 0,4 come evidenziato nella sovrapposizione con valore pari a 1.

Si nota come le due analisi parametriche sui valori di angolo d'attrito e funzione di degrado siano fortemente correlate come suggerisce la funzione teorica.

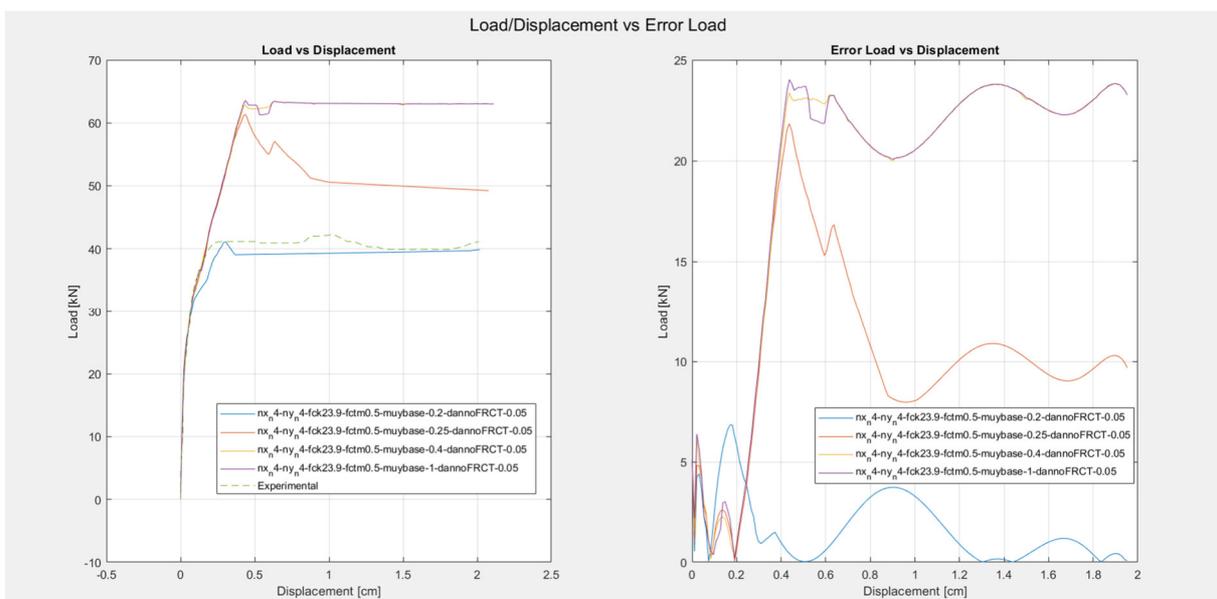


Figura 6-17: Variazione μ_{y_base} tra 0.2 e 1 test W4

7 Conclusioni

Il problema della valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in muratura è di rilevanza pratica molto elevata ma, allo stesso tempo, un obiettivo complesso da raggiungere. Nel presente elaborato si è introdotto un modello avanzato, basato nella definizione di un elemento discreto piano, in grado di simulare il comportamento sismico della muratura armata. La peculiarità di questo metodo risiede nelle interfacce, che connettono due elementi adiacenti: in queste interfacce risiedono gli elementi in grado di rappresentare i principali comportamenti a rottura caratteristici della muratura.

Per verificare la validità di questo nuovo modello, si sono svolte analisi non lineari statiche incrementali su pareti di muratura, oggetto di ricerche sperimentali e teoriche ottenute dalla letteratura. I risultati numerici descrivono sufficientemente bene i risultati sperimentali in termini di risposta, rigidità, comportamento dissipativo e individuazione delle modalità di collasso.

È importante sottolineare come la discretizzazione del mesh, il numero di slider presenti nelle interfacce e la calibrazione dei parametri è fondamentale per la giusta caratterizzazione delle modalità di rottura.

Come si evince dai due modelli sperimentali analizzati, i meccanismi di rottura del campione sono radicalmente diversi, dove nel primo modello si evidenzia una rottura di natura duttile con meccanismo flessionale mentre nel secondo modello il meccanismo di rottura è di tipo fragile con collasso dovuto a scorrimento. La modellazione numerica si è di fatti concentrata nei parametri di interesse dei due differenti meccanismi di collasso, per il campione W2, il numero di slider, mentre per il campione W4 nei parametri di coesione e angolo d'attrito.

Il metodo di modellazione numerica permette quindi una comprensione elevata dei parametri che governano i meccanismi di rottura e il suo comportamento in campo non lineare.

Come sviluppi futuri l'estensione del metodo è quella di caratterizzare non solo il tratto monotono ma l'intero meccanismo di rottura ciclico del campione.

8 Elenco delle Figure

Figura 2-1 Sollecitazioni presenti in un pannello di muratura	13
Figura 2-2 Tipiche modalità di collasso di un pannello in muratura.....	14
Figura 2-3 Dominio di resistenza della muratura nel grafico tensione tangenziale su tensione normale	14
Figura 2-4 Rottura per pressoflessione di un maschio murario nella zona compresa tra due finestre. La parte di muratura delimitata dalle fessure si comporta come un blocco rigido.....	15
Figura 2-5 Distribuzione non lineare delle compressioni -pannello soggetto a pressoflessione.....	16
Figura 2-6 Rottura a taglio dei maschi murari - sisma Centro Italia (2016)	17
Figura 2-7: Prova di carico - Metodo Shing et al	21
Figura 2-8: Analisi Cicliche Eikanas.....	23
Figura 2-9: Voon and Ingham test di carico.....	25
Figura 2-10: Distribuzione barre armatura Mjelde.....	26
Figura 2-11: Curva di duttilità proposta da Shedid et al.....	29
Figura 2-12: Comparazioni Vanghan sulla duttilità di test.....	31
Figura 2-13: Meccanismi di rottura.....	32
Figura 2-14 Sliding behaviour initiated as a result of a flexural response: (a) the onset of flexural.....	36
<i>Figura 3-1 Schema meccanico del modello DMEM (a) configurazione indeformata e (b) configurazione deformata (Caliò, Marletta, Pantò 2012.).....</i>	<i>39</i>
Figura 3-2 Gradi di libertà del macroelemento (Caliò, Marletta, Pantò 2012).....	40
Figura 3-3 Interfaccia che connette due pannelli adiacenti: (a) sistema locale di riferimento e identificazione dei nodi; (b) molle di interfaccia	40
Figura 3-4 Modalità di rottura della muratura non rinforzata nel piano (in alto) e loro rappresentazione mediante il macromodello (in basso) (Caliò, Marletta, Pantò 2012).....	41
Figura 3-5 Parete muraria reale (a) e corrispondenti discretizzazioni a macro-elementi (b) e (c) (Caliò, Marletta, Pantò 2012)	42
Figura 3-6 Simulazione di un pannello di muratura tramite un insieme di elementi discreti.....	42
<i>Figura 3-7 Parete muraria suddivisa in elementi discreti(a); singolo elemento discreto che si collega con gli elementi adiacenti (b)</i>	<i>43</i>
Figura 3-8 Modellazione del shear panel, elemento rigido con sola deformabilità a taglio.....	44
Figura 3-9 Disposizione dei link di interfaccia tra due pannelli adiacenti	45
Figura 3-10 Schematizzazione meccanica dello slider(a) e legami costitutivi del comportamento assiale e tangenziale(b).....	46
<i>Figura 3-11 Simulazione meccanismo di rottura per pressoflessione di una porzione di muratura tramite macro-elemento</i>	<i>47</i>
<i>Figura 3-12 Rappresentazione della rottura per scorrimento</i>	<i>47</i>
<i>Figura 3-13 Rappresentazione della rottura diagonale</i>	<i>48</i>
Figura 4-1 Andamento sul piano tensione-deformazione del Concrete02	50
Figura 4-2 Concrete 02 carico-scarico del ramo a compressione.....	51
Figura 4-3 Comportamento a trazione materiale non fessurato (a sinistra) e fessurato (a destra)	52
Figura 4-4 Calibrazione delle molle di interfaccia.....	53
Figura 4-5 Rappresentazione grafica dell'energia di frattura a compressione $G_{f,c}$ e a trazione $G_{f,t}$	55
Figura 4-6 Calibrazione molle di interfaccia tra pannelli adiacenti	56
Figura 4-7 Dipendenza della forza tangenziale limite dalla forza assiale (materiale non fessurato) ...	58
Figura 4-8 Comportamento a trazione materiale non fessurato (a sinistra) e fessurato (a destra)	59
Figura 4-9 Dipendenza della forza tangenziale limite dalla forza assiale (materiale non fessurato) ...	60
Figura 4-10 Comportamento a taglio dell'elemento slider e dell'intero macroelemento.....	61
Figura 4-11 Legame costitutivo tangenziale del link con rappresentazione dei parametri della funzione di degrado.....	63

8. Elenco delle Figure

Figura 4-12 Dipendenza del taglio massimo dallo sforzo normale nel caso si danno=0 (curva grigia) e danno=1 (curva rossa)	64
Figura 4-13 Comportamento a taglio dello slider con introduzione del degrado della rigidità elastica	65
Figura 4-14 Calibrazione della risposta trasversale	66
Figura 4-15 Suddivisione rigidità trasversale tra i diagonali e gli slider	67
Figura 4-16 Calibrazione della rigidità trasversale per il diagonale	68
Figura 4-17 Calibrazione della rigidità trasversale dello slider	69
Figura 4-18: Legame Costitutivo Steel 01	70
Figura 5-1: Esempio di setto progettato secondo i principi per modellazione DSRMSW	73
Figura 5-2: Test setup per campioni da W1 a W5	76
Figura 5-3: Ciclo di carico utilizzato nei setti W2 e W4	77
Figura 5-4: Geometria e Sezioni test W2	79
Figura 5-5: Meccanismi di rottura durante la prova W2	80
Figura 5-6: W2 - Curva Carico-Spostamento	81
Figura 5-7: Diagramma delle fessure -W2	82
Figura 5-8: Geometria e Sezioni test W4	84
Figura 5-9: Comportamento ciclico campione W4	85
Figura 5-10: W4 - Curva Carico-Spostamento	87
Figura 5-11: Comportamento fessurativo campione W4	88
Figura 6-1: Stima della curva campione W2	89
Figura 6-2: Analisi sui residui - Campione W2	90
Figura 6-3: Experimental vs Test campione W2	92
Figura 6-4: Deformata numerica campione W2	93
Figura 6-5: Diagramma di Sforzo Normale [N]	94
Figura 6-6: Parametrizzazione Energia di Frattura	95
Figura 6-7: Variazione f_{cu} - test W2	96
Figura 6-8: Comparazione parametro f_{cu} - test W2 ($s_x f_{cu}$ 0.01 - $s_x f_{cu}$ 10.00)	96
Figura 6-9: Parametrizzazione numero di link - Test W2	97
Figura 6-10: Rottura fragile della zona plasticizzata - Test W2	97
Figura 6-11: Stima della curva campione W4	99
Figura 6-12: Analisi sui residui - Campione W2	100
Figura 6-13: Curva Forza - Spostamento test-W4	101
Figura 6-14: Deformata iniziale tratto elastico W2	102
Figura 6-15: Deformata finale, tratto plastico con sliding W2	103
Figura 6-16: Confronto danno frct campione W4	105
Figura 6-17: Variazione μ_{y_base} tra 0.2 e 1 test W4	105

9 Bibliografia

- [1] Caliò, M. Marletta, B. Pantò. “A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings”, *Engineering Structures* 40 (2012) 327–338.
- [2] Caliò, M. Marletta and B. Pantò. “A Simplified Model for the Evaluation of the Seismic Behaviour of Masonry Buildings”, conference paper Civil-Comp Press, (2005), paper 195.
- [3] Ivo Caliò, Bartolomeo Pantò, A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures, *Computers & Structures*, Volume 143, (2014), Pages 91-107.
- [4] Pantò B, Rossi PP. “A new macromodel for the assessment of the seismic response of infilled RC frames”. *Earthquake Engng Struct Dyn.* (2019); 48: 792– 817.
- [5] Robazza, B.R., Yang, T.Y., Brzev, S., Elwood, K.J., Anderson, D.L., McEwen, W. (2019). Seismic Behaviour and Design Code Provisions for Predicting the Capacity of Ductile Slender Reinforced Masonry Shear Walls, *Engineering Structures* (Under Review).
- [6] Robazza, B.R., Yang, T.Y., Brzev, S., Elwood, K.J., Anderson, D.L., McEwen, W. (2019). Response of Slender Reinforced Masonry Shear Walls with Flanged Boundary Elements under In-Plane Lateral Loading: An Experimental Study, *Engineering Structures* 190(2019) pp. 389-409.
- [7] Robazza, B.R., Brzev, S., Yang, T.Y., Elwood, K.J., Anderson, D.L, McEwen, W. (2018). Out-of-Plane Behaviour of Slender Reinforced Masonry Shear Walls under In-Plane Loading: Experimental Investigation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 144(3), 04018008.
- [8] Robazza, B.R., Yang, T.Y., Brzev, S. (2017). A Study on the Out-of-Plane Stability of Ductile Reinforced Masonry Shear Walls Subjected to In-Plane Reversed Cyclic Loading. *The Masonry Society Journal*, 35(1) pp. 73-82.
- [9] Robazza, B.R., Brzev, S., Yang, T.Y, Elwood, K.J., Anderson, D.L. (2017). Effects of Flanged Boundary Elements on the Response of Slender Reinforced Masonry Shear Walls: An Experimental Study, *Proceedings of the 13th Canadian Masonry Symposium*, Halifax, NS, Canada.
- [10] Robazza, B.R., Brzev, S., Yang, T.Y. (2016). Effects of In-Plane Loading on the Out-of Plane Stability of Slender Reinforced Masonry Shear Walls, *16th International Brick and Block Masonry Conference*, Padova, Italy.

- [11] Robazza, B.R., Brzev, Yang, T.Y. (2015). Effect of In-Plane Reversed Cyclic Loading on the Out-of-Plane Stability of Reinforced Masonry Shear Walls, 11CCEE, Victoria, BC, Canada.
- [12] Robazza, B.R., Brzev, S., Elwood, K.J., Anderson, D.L., Yang, T.Y. (2015). A Study on the Out-of-Plane Stability of Ductile RMSWs subjected to In-Plane Reversed Cyclic Loading, Proceedings of the 12th North American Masonry Conference, Denver, CO, USA.
- [13] Robazza, B.R., Brzev, S., Elwood, K.J., Anderson, D.L. (2012). In-Plane Seismic Behaviour of Slender Reinforced Masonry Shear Walls: Experimental Results, Proceedings of the 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, BC, Canada.
- [14] Priestley, M. and Elder, D. (1982). "Seismic Behaviour of Slender Concrete Masonry Shear Walls." Special Report, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. [11] Priestley, M. (1986). "Seismic design of concrete masonry shear walls." ACI Structural Journal, 83(1), p. 58–68.
- [15] Paulay, T., and Priestley, M. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings." Wiley, New York, USA. p. 563-568.
- [16] Shedid, M., Drysdale, R., and El-Dakhkhni, W. (2009). "Inelastic Behaviour of Reinforced Concrete Masonry Shear Wall: Analysis." Engineering Structures, 9(31), 2032-2044.
- [17] Ahmadi, F., Hernandez, J., Sherman, J., and Kapoi, C. (2014). "Seismic Performance of Cantilever-Reinforced Concrete Masonry Shear Walls." ASCE Journal of Structural Engineering, 140(9). 10.1061/(ASCE)ST.1943-54 1X.0000941, 04014051.
- [18] El-Dakhkhni, W. and Ashour, A. (2017). "Seismic Response of Reinforced Concrete Masonry Shear Wall Components and Systems: State of the Art." ASCE Journal of Structural Engineering, 143 (9): 03117001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001840](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001840).
- [19] FEMA 306 (1999). "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings - Basic Procedures Manual," prepared by the Applied Technology Council (ATC43), Redwood City, CA, USA.
- [20] CSA, S304-14 (2014). "Masonry Design of Buildings." Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- [21] National Research Council (2015). "National Building Code of Canada 2015." Institute of Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, ON, Canada.

- [22] CSA, S6-14 (2014). “Canadian Highway Bridge Design Code.” Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada. [20] CSA, A371-14 (2014). “Masonry Construction for Buildings.” Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- [23] CSA, A165-04 (2004). “Concrete Masonry Units.” Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- [24] CSA, A179-14 (2014). “Mortar and Grout for Unit Masonry.” Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.

10 Allegato 1

10.1 Test W2



Figure 10-1: W2 - drift 0.55%



Figure 10-2: W2 - drift 1.29%



Figure 10-3: W2 - drift 1.66%



Figure 10-4: W2 - drift 2.58%

10.2 Test W4

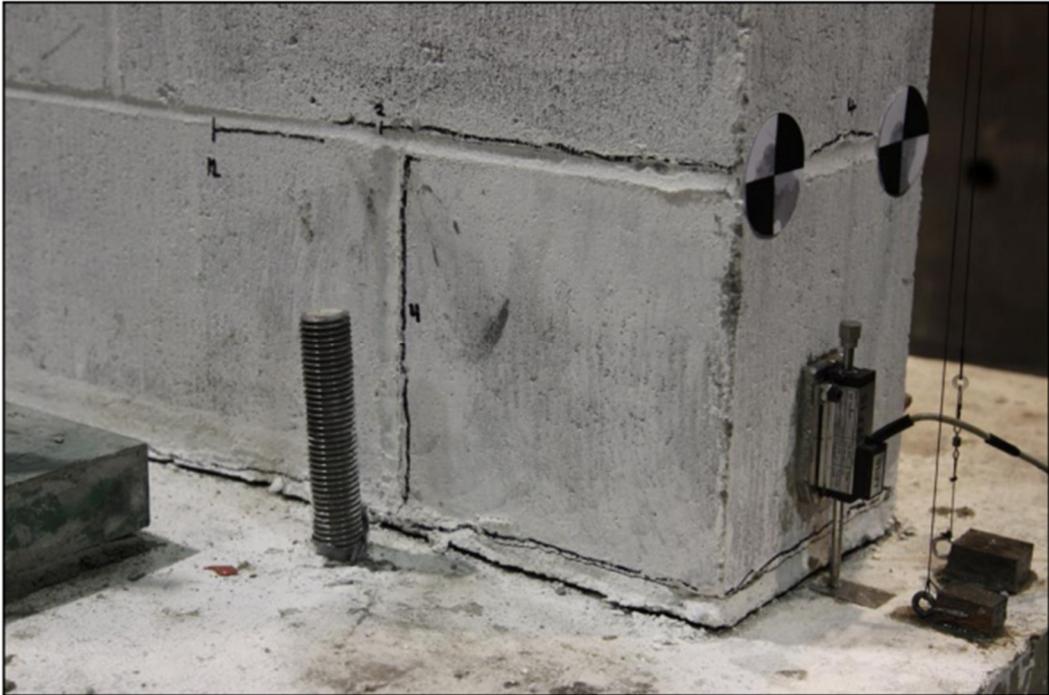


Figure 10-5: W4 - drift 0.55%



Figure 10-6: W4 - drift 1.11%



Figure 10-7: W4 - drift 1.66%

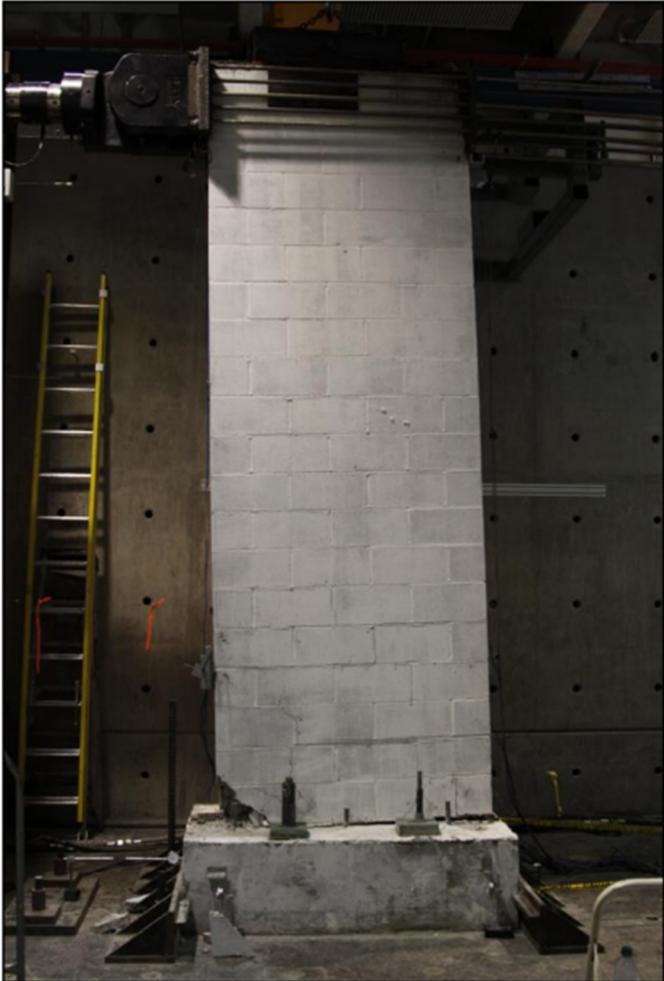


Figure 10-8: W4 - drift 2.21%