

# POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale  
in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Sviluppo di un elemento a fibre per la modellazione a telaio  
equivalente delle strutture in muratura



Relatore

Ing. Fabio Di Trapani

Candidato

Alberto Gerbino

Anno Accademico 2019/2020



# Sommario

Introduzione.....	1
1. Il comportamento delle strutture in muratura soggette ad azioni sismiche.....	3
1.1 Rottura a taglio per scorrimento diagonale.....	7
1.2 Rottura a taglio per scorrimento orizzontale.....	9
1.3 Rottura a taglio per fessurazione diagonale .....	10
1.4 Rottura per flessione nel piano.....	12
1.5 Tipologie di rottura più frequenti nei casi considerati nel seguito .....	13
1.6 Comportamento delle fasce di piano per carichi orizzontali .....	14
1.7 Meccanismi locali di danneggiamento.....	14
2. Le principali tecniche utilizzate per la modellazione numerica di edifici in muratura .....	16
2.1 Metodi FEM bidimensionali e tridimensionali .....	20
2.1.1 Elastico .....	21
2.1.2 Non lineare.....	21
2.1.3 Macro modello a pannelli .....	21
2.2 Metodi DEM bidimensionali e tridimensionali .....	22
2.3 Metodologie di modellazione semplificate.....	25
2.3.1 Modellazione a Telaio equivalente .....	25
3. L'elemento a fibre utilizzato per la modellazione a telaio equivalente delle strutture in muratura .....	27
3.1 Materiale associato al comportamento presso-flessionale: Concrete CM.....	29
3.2 Materiale associato al comportamento presso-flessionale: Concrete 02 .....	34
3.3 Materiale associato al comportamento a taglio dell'elemento: Pinching4.....	36
3.4 Section Aggregator.....	43
4. La calibrazione dei parametri dell'elemento a fibre mediante il confronto con test sperimentali .....	47
4.1 Test 1: prima prova con rottura a taglio .....	47
4.1.1 Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM.....	48
4.1.2 Parametri isteretici associati a ConcreteCM.....	49
4.1.3 Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4 .....	50
4.1.4 Parametri isteretici associati a Pinching4 .....	52
4.1.5 Risultati test 1 .....	53

4.2	Test 2: seconda prova con rottura a taglio.....	54
4.2.1	Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM .....	55
4.2.2	Parametri isteretici associati a ConcreteCM .....	56
4.2.3	Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4.....	56
4.2.4	Parametri isteretici associati a Pinching4.....	57
4.2.5	Risultati test 2.....	58
4.3	Test 3: terza prova con rottura a taglio.....	59
4.3.1	Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM .....	60
4.3.2	Parametri isteretici associati a ConcreteCM .....	61
4.3.3	Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4.....	61
4.3.4	Parametri isteretici associati a Pinching4.....	62
4.3.5	Risultati test 3.....	63
4.4	Relazione tra tensione normale media e parametri di Pinching4 .....	63
4.5	Premessa ai test eseguiti su campioni che presentano rottura flessionale.....	66
4.6	Test 4: prima prova con rottura flessionale .....	67
4.6.1	Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM .....	68
4.6.2	Parametri isteretici associati a ConcreteCM .....	68
4.6.3	Parametri associati a Concrete02.....	69
4.6.4	Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4.....	69
4.6.5	Parametri isteretici associati a Pinching4.....	70
4.6.6	Risultati test 4.....	71
4.7	Test 5: seconda prova con rottura a flessione .....	72
4.7.1	Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM .....	73
4.7.2	Parametri isteretici associati a ConcreteCM .....	74
4.7.3	Parametri associati a Concrete02.....	74
4.7.4	Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4.....	75
4.7.5	Parametri isteretici associati a Pinching4.....	76
4.7.6	Risultati test 5.....	76
4.8	Test 6: terza prova con rottura flessionale .....	78
4.8.1	Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM .....	78
4.8.2	Parametri isteretici associati a ConcreteCM .....	79
4.8.3	Parametri associati a Concrete02.....	79
4.8.4	Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4.....	80

4.8.5	Parametri isteretici associati a Pinching4 .....	81
4.8.6	Risultati test 6 .....	81
5.	Lo studio di una struttura in vera grandezza a mezzo del modello proposto .....	83
5.1	Descrizione del prototipo.....	83
5.2	Descrizione della prova sperimentale.....	86
5.3	Caratteristiche dei Materiali .....	88
5.4	Modellazione degli elementi costituenti la struttura .....	91
5.5	Modellazione della parete Door Wall .....	93
5.6	Procedura semplificata di determinazione del taglio resistente .....	94
5.7	Risultati Door Wall ConcreteCM .....	99
5.8	Risultati Door Wall Concrete02.....	103
5.9	Modellazione della parete Windows Wall .....	106
5.9.1	Risultati Windows Wall ConcreteCM .....	108
5.9.2	Risultati Windows Wall Concrete02.....	112
6.	Conclusioni.....	119
	Bibliografia .....	122
	Ringraziamenti .....	126

# Indice delle Figure

Figura 1: (sinistra) esempio collasso fuori dal piano di una parete [10]; (destra) esempio di rottura nel piano della parete [10].....	4
Figura 2: Il comportamento nel piano della parete e in direzione perpendicolare (a); Rappresentazione del comportamento scatolare (b) [11] .....	6
Figura 3: rappresentazione schematica della rottura a taglio per scorrimento diagonale.....	7
Figura 4: rappresentazione schematica della rottura per scorrimento orizzontale .....	9
Figura 5: rappresentazione schematica della rottura a taglio per fessurazione diagonale .....	10
Figura 6: esempio di rottura per fessurazione diagonale [10] .....	11
Figura 7: rappresentazione schematica della rottura a flessione .....	12
Figura 8: esempio di rottura flessionale a seguito di un evento sismico [10].....	13
Figura 9: esempio di modellazione FEM 3D della cattedrale di San Marco a Venezia [17] .....	20
Figura 10: esempio schematico di modellazione mediante macro modello a pannelli [18] .....	22
Figura 11: esempio di modellazione di un pannello murario mediante micro modellazione [16] .....	24
Figura 12: Legame costitutivo sforzo-deformazione del materiale ConcreteCM [32] [30] .....	29
Figura 13: Legame costitutivo sforzo-deformazione del materiale Concrete02 [34] .....	35
Figura 14: Rappresentazione schematica del modello associato al materiale Pinching4 [37] [35] .....	37
Figura 15: Degrado di $d_{max}$ secondo il modello di Park and Ang [35] .....	39
Figura 16: Rappresentazione schematica del degrado della rigidità in fase di scarico [35].....	40
Figura 17: Rappresentazione schematica del degrado della resistenza massima [35].....	41
Figura 18: Rappresentazione schematica del funzionamento del comando Section Aggregator attraverso più leggi costitutive per descrivere il comportamento sezionale [39] .....	45
Figura 19: Rappresentazione schematica del funzionamento del comando Section Aggregator per una sezione già esistente [39].....	45
Figura 20: Rappresentazione della strumentazione utilizzata nei test 1 e 2, tratta da [4]. .....	49
Figura 21: Legge uniassiale sforzo-deformazione della muratura, tratta da [4]......	49
Figura 22: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 1 .....	52
Figura 23: Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 1, dati sperimentali [4] vs risultati numerici .....	53
Figura 24: strumentazione utilizzata per l'esecuzione del test 3 [5].....	55
Figura 25: rappresentazione schematica della strumentazione di misura [5] .....	55
Figura 26: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 2 .....	57
<b>Figura 27:</b> Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 2, dati sperimentali [5] vs risultati numerici .....	58
Figura 28: Situazione del provino al termine del test 3, tratta da [3] .....	60
Figura 29: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 3 .....	62
Figura 30:Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 3, dati sperimentali [5] vs risultati numerici .....	63
Figura 31.....	65
Figura 32.....	65

Figura 33.....	66
Figura 34: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 4 .....	70
Figura 35: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 4, dati sperimentali [4] vs risultati numerici .....	71
Figura 36: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 4, dati sperimentali [4] vs risultati numerici .....	72
Figura 37: Situazione del provino al termine del test 4, tratta da [2].....	73
Figura 38: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 5 .....	75
Figura 39: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 5, dati sperimentali [2] vs risultati numerici .....	77
Figura 40 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 5, dati sperimentali [2] vs risultati numerici .....	77
Figura 41: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 6 .....	80
Figura 42: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 6, dati sperimentali [2] vs risultati numerici .....	82
Figura 43: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 6, dati sperimentali [2] vs risultati numerici .....	82
Figura 44: dimensioni del prototipo in pianta e nei prospetti laterale (A), frontale lato Windows Wall (B), frontale lato Door Wall (C) [6].....	87
Figura 45: rappresentazione in assonometria della struttura con in evidenza i punti di applicazione delle forze [6].....	91
Figura 46: rappresentazione schematica della variazione dello sforzo normale e della conseguente variazione nella legge sforzo di taglio-deformazione.....	96
Figura 47: ConcreteCM - variazione dello sforzo normale negli elementi verticali al primo piano (sinistra) e al secondo piano (destra) del Door Wall.....	97
Figura 48: Concrete02 - variazione dello sforzo normale negli elementi verticali al primo piano (sinistra) e al secondo piano (destra) del Door Wall.....	98
Figura 49: ConcreteCM - variazione dello sforzo normale negli elementi verticali al primo piano (sinistra) e al secondo piano (destra) del Windows Wall.....	98
Figura 50 Concrete02 - variazione dello sforzo normale negli elementi verticali al primo piano (sinistra) e al secondo piano (destra) del Windows Wall.....	98
Figura 51: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio totale alla base-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall, dati sperimentali [6] vs risultati numerici .....	100
Figura 52: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 11-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall .....	100
Figura 53: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 13-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall .....	101
Figura 54: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 15-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall .....	102
Figura 59: stato fessurativo finale della parete Door Wall [6].....	102
Figura 55 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio totale alla base-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall, dati sperimentali [6] vs risultati numerici .....	104
Figura 56: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 11-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall .....	104

Figura 57: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 13-spostamento al secondo piano relativo al D .....	105
Figura 58: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 15-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall.....	105
Figura 60: modello a telaio equivalente Windows Wall con numerazione degli elementi .....	107
Figura 61 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio totale alla base-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall, dati sperimentali [6] vs risultati numerici.....	109
Figura 62 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 21-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall .....	110
Figura 63 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 23-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall .....	110
Figura 64 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 25-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall .....	111
Figura 65 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 27-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall .....	112
Figura 66: variazione della legge sforzo di taglio-deformazione per gli elementi 21 (sinistra) e 23 (destra) .....	113
Figura 67 variazione della legge sforzo di taglio-deformazione per gli elementi 25 (sinistra) e 27 (destra) .....	114
Figura 68 variazione della legge sforzo di taglio-deformazione per gli elementi 22 (sinistra) e 24 (destra) .....	114
Figura 69 variazione della legge sforzo di taglio-deformazione per gli elementi 26 (sinistra) e 28 (destra) .....	114
Figura 70 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio totale alla base-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall, dati sperimentali [6] vs risultati numerici.....	115
Figura 71 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 21-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall .....	116
Figura 72 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 23-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall .....	116
Figura 73 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 25-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall .....	117
Figura 74 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 27-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall .....	118
Figura 75: stato fessurativo finale della parete Windows Wall [6] .....	118





# Introduzione

Sin dai tempi più antichi nella storia delle costruzioni la muratura è stata una delle tecniche costruttive più utilizzate, ne sono prova il fatto che esse siano presenti in tutti i paesi del mondo e che in Italia costituiscano la maggior parte del patrimonio edilizio storico.

L'interesse su questa tipologia di strutture è da anni in crescente aumento, soprattutto per quanto riguarda il loro comportamento nei confronti di azioni sismiche, che come è noto rappresentano una delle principali problematiche per questo genere di costruzioni. Negli ultimi anni l'interesse degli scienziati si è quindi orientato sia verso lo studio sperimentale che sulla modellazione numerica. Per quanto riguarda il primo caso il progetto ESECMaSE [1] con le relative pubblicazioni [2] [3] e le numerose prove sperimentali condotte presso l'università di Pavia [2] [4] [5] [6] costituisce un ottimo esempio.

In questo lavoro, tra le numerose possibilità di studio, la scelta è ricaduta su un elemento FBE a fibre per la modellazione di plasticità diffusa utilizzabile nella trattazione di una struttura a mezzo del metodo del telaio equivalente. Esso rappresenta un buon compromesso tra un'analisi avente elementi monodimensionali con legami elastici lineari ed una molto più complessa costituita ad esempio da FEM 2D/3D o DEM 2D/3D con un alto costo computazionale, mantenendo una accettabile fedeltà nella descrizione del comportamento ciclico non lineare della struttura. L'obiettivo è quello di continuare questo studio per ottenere dei risultati che, sebbene presentino una maggiore approssimazione rispetto ad altre metodologie, possano fornire informazioni accettabili (in termini di resistenza) sul comportamento della struttura sottoposta a carichi ciclici.

Il presente lavoro contiene quindi una contestualizzazione mediante la descrizione del comportamento sismico delle strutture in muratura e delle diverse possibilità oggi a disposizione dei progettisti per la loro modellazione numerica, soprattutto al fine di svolgere analisi pseudo-statiche e dinamiche.

Nel primo capitolo, infatti, per quanto riguarda lo scopo di inquadrare inizialmente il problema, si fornisce una sintesi del comportamento strutturale delle murature in campo sismico.

Il secondo capitolo prosegue con la rassegna dei principali metodi numerici utilizzati per lo studio del comportamento in campo statico e dinamico delle strutture murarie e si evidenziano pertanto i vantaggi e gli svantaggi di ogni tecnica al fine di fornire una trattazione completa sull'argomento.

Seguirà il terzo capitolo, dove verrà illustrata la proposta di modellazione sulla quale verterà la continuazione del lavoro. Questa avrà luogo mediante l'utilizzo del software Opensees [7] e sarà basata sull'ulteriore sviluppo del modello proposto da Raka et al. [8] A questo scopo verranno inoltre presentate le leggi costitutive adottate per la descrizione del comportamento della muratura.

Una volta descritto il funzionamento del modello, nel quarto capitolo, sarà effettuata la calibrazione dei parametri scelti come variabili attraverso il confronto tra la modellazione eseguita e le prove di carico cicliche effettuate nel laboratorio dell'università di Pavia [4] [2] [5] [9] su diverse tipologie di murature in mattoni.

Il quinto capitolo verterà sulla validazione della calibrazione e del modello e sarà effettuata attraverso il confronto tra i risultati ottenuti mediante analisi derivate da questi ultimi e quelli forniti da Magenes et al. [6] nel laboratorio dell'università di Pavia con prove sperimentali su una struttura in vera grandezza.

Saranno infine presentate le conclusioni sui confronti tra i risultati ottenuti nelle varie campagne sperimentali considerate e quelli ricavati mediante la modellazione proposta.

# 1. Il comportamento delle strutture in muratura soggette ad azioni sismiche

Le azioni sismiche sottopongono la struttura a forze orizzontali dovute alla loro stessa inerzia. Per questo motivo è necessario analizzare come un edificio in muratura sia in grado di opporsi a tali sollecitazioni.

Innanzitutto è utile ricordare che la muratura ben si presta a resistere ad azioni che inducono compressione. La resistenza a trazione è invece molto inferiore, generalmente stimabile in un trentesimo di quella a compressione, e per questo motivo molto spesso viene trascurata nelle analisi. Questa caratteristica conferisce agli edifici in muratura un'ottima resistenza nei confronti delle azioni verticali, che inducono nella struttura per lo più sforzi di compressione.

Risulta quindi necessario comprendere come una struttura in muratura sia in grado di assorbire le sollecitazioni agenti su di essa distribuendole al suo interno. Si osserva pertanto che gli edifici tradizionali in muratura sono in genere costituiti da pareti che si intersecano tra loro e nelle quali sono presenti aperture per le porte e le finestre. Queste intersezioni sono nella stragrande maggioranza dei casi perpendicolari. Le pareti sono inoltre collegate tra loro ad ogni piano dagli orizzontamenti, ovvero solai, volte e coperture.

Per quanto riguarda la resistenza ai carichi verticali, le pareti hanno il ruolo principale, dovendo queste sopportare le sollecitazioni indotte dal peso proprio della struttura. Gli orizzontamenti hanno invece il compito di portare i carichi verticali di ogni piano alle pareti.

Anche per le azioni sismiche la resistenza della struttura è affidata alle pareti, ma gli orizzontamenti hanno in questo caso un ruolo fondamentale, come si vedrà a breve.

Le pareti possono ulteriormente essere suddivise in due elementi resistenti: i maschi murari e le fasce di piano. I primi costituiscono gli elementi resistenti verticali la cui estensione coincide con quella dell'intera parete se non ci sono aperture, in caso contrario invece, combaciano con le porzioni di parete verticale delimitate dalle aperture. Essi sono quindi assimilabili a dei setti di sezione rettangolare aventi una delle due direzioni principali molto superiore all'altra. Le fasce di piano sono quella parte di parete compresa tra due aperture sovrapposte su piani successivi. Anche in questo caso una delle due dimensioni della sezione è molto più estesa dell'altra.

La grande diversità nelle dimensioni caratteristiche delle sezioni implica che nella direzione più lunga si possa sviluppare una resistenza molto superiore rispetto a quella che è in grado di offrire quella più corta. Nel primo caso si parla di resistenza nel piano, nel secondo di resistenza fuori dal piano. La risposta a sollecitazioni orizzontali è quindi notevolmente diversa a seconda che la parete sia sollecitata lungo il lato maggiore o minore. Questa distinzione permette di capire i due principali meccanismi di collasso delle strutture in muratura soggette ad azioni sismiche: il collasso della parete fuori dal piano e il collasso della parete nel piano di cui si possono vedere due esempi in Figura 1.



*Figura 1: (sinistra) esempio collasso fuori dal piano di una parete [10]; (destra) esempio di rottura nel piano della parete [10]*

Vista la scarsa resistenza fuori dal piano degli elementi resistenti, per una buona risposta della struttura alle azioni sismiche è necessario evitare l'insorgenza di collassi fuori dal piano. Per far ciò è necessario trasferire le sollecitazioni orizzontali agli elementi più resistenti, ovvero quelli paralleli alla direzione della sollecitazione stessa.

L'ottenimento di questo risultato è fortemente influenzato da tre fattori:

- La resistenza dei collegamenti tra le pareti perpendicolari.
- La resistenza dei collegamenti tra le pareti e gli orizzontamenti.
- La rigidità degli orizzontamenti.

I collegamenti tra le pareti perpendicolari sono infatti fondamentali per consentire il trasferimento dei carichi tra le pareti ortogonali all'azione sismica, meno resistenti, e quelle parallele, molto più resistenti.

I collegamenti tra le pareti e gli orizzontamenti sono invece indispensabili a veicolare le sollecitazioni orizzontali di ogni piano alle pareti parallele alle azioni.

Se infatti queste due condizioni non sono soddisfatte, la sollecitazione orizzontale può essere veicolata per intero sugli elementi meno opportuni a sostenere il carico, cioè quelli che subirebbero l'azione perpendicolarmente al proprio piano.

Se invece gli orizzontamenti non sono abbastanza rigidi è possibile, anche in presenza di pareti perpendicolari opportunamente ammorsate, che si creino situazioni in cui le pareti ortogonali al sisma siano eccessivamente sollecitate. Se si considera ad esempio un solaio estremamente deformabile, come quelli costituiti unicamente da elementi lignei, in presenza di azioni orizzontali la sua deformazione non sarà uniforme ma si concentrerà nelle zone meno rigide, cioè soprattutto in corrispondenza delle pareti ortogonali al sisma, compromettendone l'integrità.

Ciò non avviene se i collegamenti sono in grado di trasferire le forze da una parete all'altra e se il solaio è sufficientemente rigido.

Se dunque i collegamenti sono abbastanza resistenti da trasferire le forze sollecitanti agli elementi più resistenti della struttura e i solai sono sufficientemente rigidi si

parla di comportamento scatolare della struttura, come si può vedere in Figura 2. Se ciò avviene è possibile eseguire su di essa analisi che trascurano i possibili meccanismi di collasso locale, procedendo ad un'analisi che tiene conto unicamente del comportamento globale.

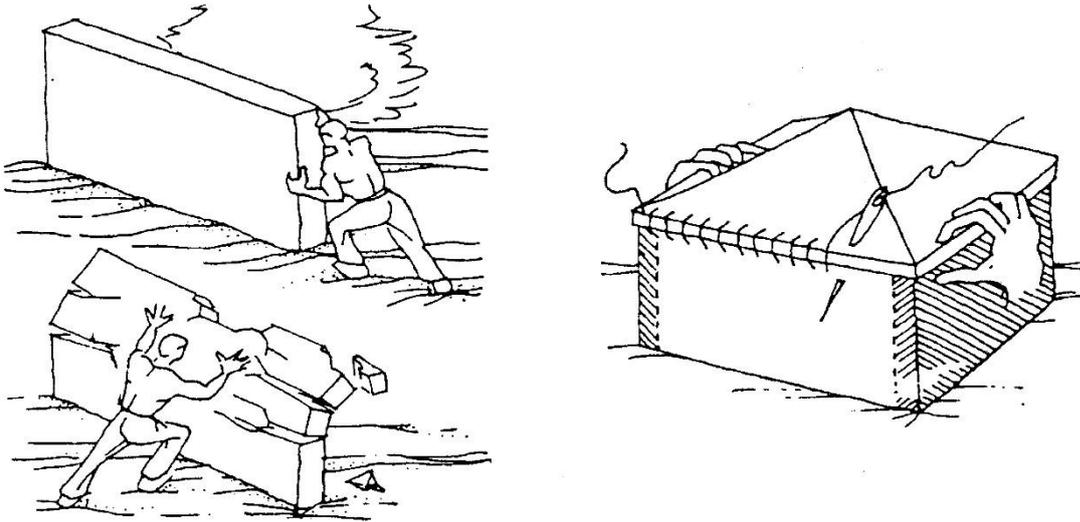


Figura 2: Il comportamento nel piano della parete e in direzione perpendicolare (a); Rappresentazione del comportamento scatolare (b) [11]

Inoltre, se le ipotesi che permettono di considerare la struttura capace di sviluppare un comportamento scatolare sono verificate, è possibile valutare per le pareti un comportamento membranale, ovvero essa è in grado di sviluppare la resistenza nel proprio piano medio e non in direzione perpendicolare a esso.

I meccanismi di resistenza che si creano in questi casi sono però molto diversi da quelli delle colonne e delle travi in calcestruzzo armato. In queste ultime infatti la crisi si raggiunge per flessione. Negli elementi in muratura, invece, la rottura può sopraggiungere anche per taglio. Nello specifico le rotture che portano al collasso della struttura sono di quattro tipologie e si verificano nei maschi murari:

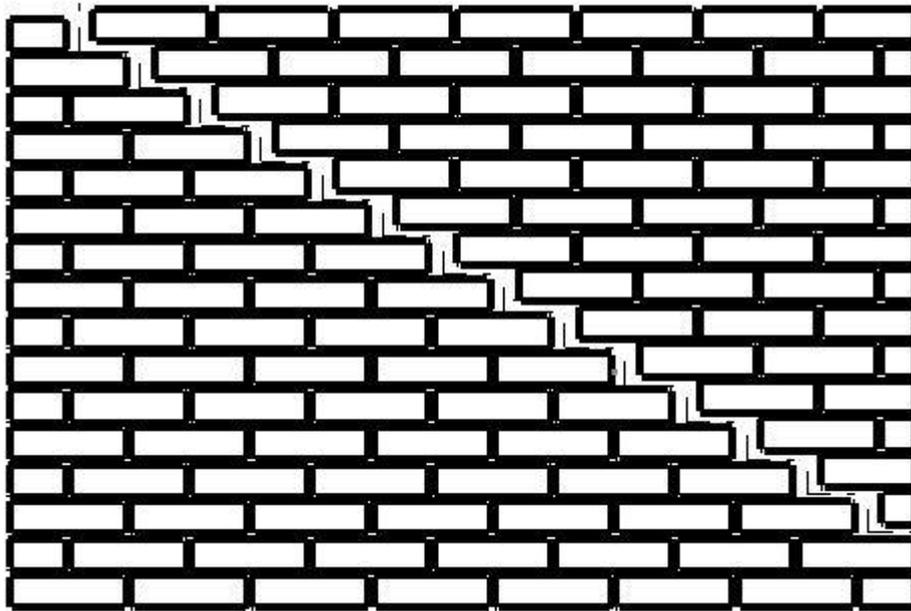
1. Rottura per scorrimento lungo i giunti orizzontali.
2. Rottura per fessurazione diagonale, con scorrimento lungo i giunti verticali e orizzontali.

3. Rottura per fessurazione diagonale, associata alla frattura degli elementi in laterizio.
4. Rottura flessionale, anche detta Rocking.

L'insorgenza di una piuttosto che dell'altra tipologia non è sempre distinguibile con chiarezza. I fattori che solitamente determinano la tipologia di collasso sono in genere: la qualità della malta e del mattone, il tipo di tessitura della muratura, l'entità del carico verticale e il rapporto di snellezza del maschio murario o della fascia di piano che si sta considerando.

## 1.1 Rottura a taglio per scorrimento diagonale

Questa tipologia di rottura si verifica per il raggiungimento della massima resistenza all'interfaccia dei blocchi sia orizzontalmente che verticalmente. Ciò comporta la tipica fessura a "scala" visibile all'interno della parete muraria, Figura 3.



*Figura 3: rappresentazione schematica della rottura a taglio per scorrimento diagonale*

Per la valutazione di questa resistenza si può seguire la formulazione proposta da Magenes e Calvi in [12]. In questo lavoro vengono proposte due formule: la ( 1.1) e la ( 1.2), per la valutazione della resistenza. Una volta calcolati i valori si prende quello minore.

La prima delle due formule è la seguente:

$$V_d = Dt \left( \frac{c' + \mu' \sigma_0}{1 + \alpha_v} \right) \quad (1.1)$$

Dove:

- $D$  è la larghezza del muro
- $t$  è lo spessore del muro
- $\sigma_0$  è la tensione di compressione media agente sulla sezione, cioè  

$$\sigma_0 = \frac{N}{Dt} \quad \text{dove } N \text{ è lo sforzo normale agente.}$$
- $c' = Kc$
- $\mu' = K\mu$

Avendo posto

- $c$  coesione
- $\mu$  coefficiente attritivo e rappresenta la frizione residua nei giunti
- $K = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\mu\Delta_y}{\Delta_x} \right)}$  dove
  - $\Delta_x$  è la lunghezza del singolo mattone
  - $\Delta_y$  è l'altezza del singolo mattone
- $\alpha_v$  Coefficiente di taglio dipendente dalla snellezza e dalle condizioni di vincolo  

$$\alpha_v = \Psi \frac{H}{D} \quad \text{dove } H \text{ è l'altezza del muro; } \Psi \text{ invece cambia e seconda delle condizioni di vincolo e vale}$$
  - 1.0 se lo schema statico è quello di mensola incastrata alla base.

- 0.5 se lo schema statico prevede la rotazione bloccata anche in testa, cioè una condizione vincolare di incastro alla base e doppio pendolo in sommità.

La seconda formula è invece la seguente:

$$V_d = Dt \left( \frac{1.5c' + \mu'\sigma_0}{1 + \frac{3c'\alpha_v}{\sigma_0}} \right) \quad (1.2)$$

## 1.2 Rottura a taglio per scorrimento orizzontale

Questa tipologia di rottura si verifica come per le precedenti nel caso in cui venga superata la massima resistenza a scorrimento nei giunti orizzontali, Figura 4.

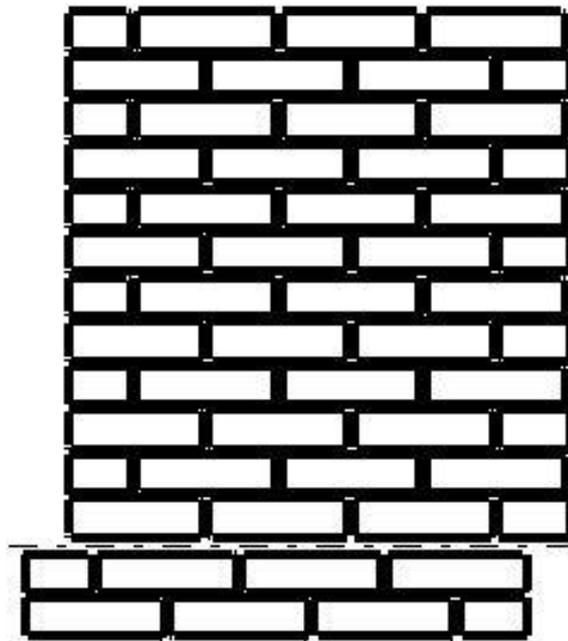


Figura 4: rappresentazione schematica della rottura per scorrimento orizzontale

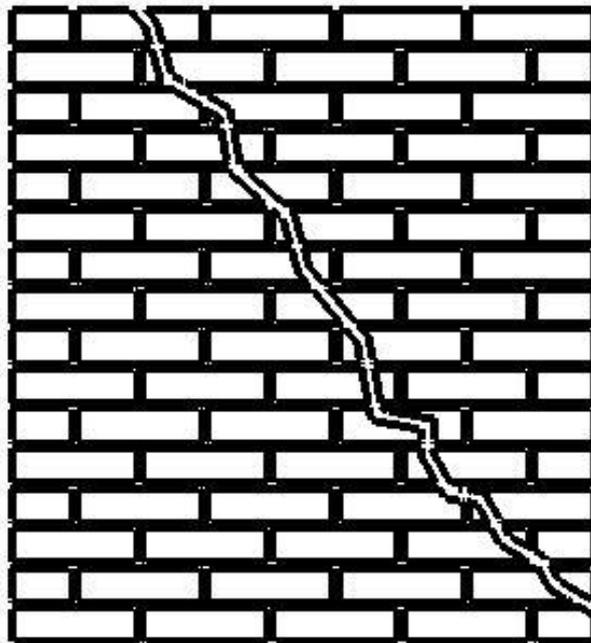
Anche qui è possibile fare riferimento al lavoro di Magenes e Calvi [12], questa volta facendo riferimento ad una relazione di tipo attritivo.

$$V_s = N\mu \quad (1.3)$$

Dove  $\mu$  è la stessa definita al punto precedente.

### 1.3 Rottura a taglio per fessurazione diagonale

Per quanto riguarda la fessurazione diagonale questa si sviluppa non lungo i giunti ma attraverso i blocchi veri e propri, Figura 5 e 6.



*Figura 5: rappresentazione schematica della rottura a taglio per fessurazione diagonale*

Questa tipologia di rottura non è dunque prerogativa della malta ma è influenzata anche dalla resistenza a trazione dei singoli mattoni. È possibile giungere ad una

stima del massimo taglio resistente grazie alla nota formula di Turnseck e Cacovic, ricavata nel lavoro dei due scienziati nel 1971 [13]:

$$V_d = \frac{f_{tu}Dt}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{tu}}} \quad (1.4)$$

Dove:

- $f_{tu}$  è la resistenza a trazione della muratura espressa
- $b$  è un coefficiente correttivo che dipende dal rapporto tra le dimensioni geometriche del muro; nello specifico, detta  $h$  l'altezza dell'elemento,  $b$  vale
  - 1.0 se  $\frac{h}{l} \leq 1$
  - $\frac{h}{l}$  se  $1.0 < \frac{h}{l} < 1.5$
  - 1.5 se  $\frac{h}{l} \geq 1.5$

Per la stima della resistenza a fessurazione diagonale sono disponibili anche altre formulazioni, come quella fornita dall'Eurocodice 6 [14] e quella fornita da Magenes e Calvi nel lavoro precedentemente considerato [12]. La scelta è ricaduta sulla Formula ( 1.4) per via dell'affidabilità che ha dimostrato nel corso degli anni.



Figura 6: esempio di rottura per fessurazione diagonale [10]

## 1.4 Rottura per flessione nel piano

Questa tipologia di rottura si manifesta con una fessurazione localizzata nei vertici opposti dell'elemento murario e il distacco dei giunti superiore e inferiore presente negli altri angoli, Figura 7 e 8.

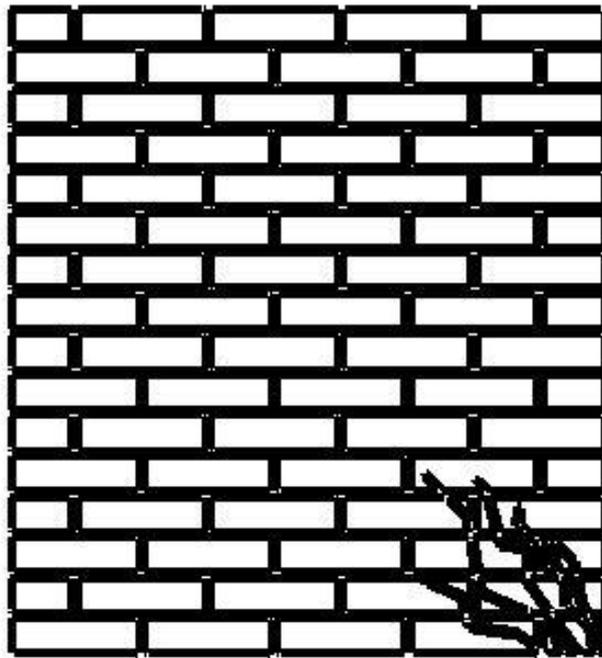


Figura 7: rappresentazione schematica della rottura a flessione

In questo caso è possibile calcolare il corrispondente sforzo di taglio mediante la seguente formula, ricavata sempre da Magenes e Calvi nel lavoro precedentemente considerato [12]:

$$V_F = \frac{Dt}{\alpha_v} \frac{\sigma_0}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\kappa f_u} \right) \quad (1.5)$$

Dove:

- $\kappa$  è un coefficiente che tiene conto della forma della distribuzione degli sforzi di compressione alla base dell'elemento. Nella maggior parte dei casi si considera una distribuzione rettangolare equivalente, per la quale vale  $\kappa = 0.85$ .
- $f_u$  è la resistenza a compressione della muratura.



*Figura 8: esempio di rottura flessionale a seguito di un evento sismico [10]*

## 1.5 Tipologie di rottura più frequenti nei casi considerati nel seguito

Applicando queste formule, con gli usuali valori dei parametri della comune muratura e considerando che lo stato di sforzo a cui sono soggetti in genere gli elementi in muratura è di compressione, si vede come in genere i fenomeni di collasso che più frequentemente interessano le strutture in muratura sono quello di fessurazione diagonale e quello di flessione. Per questo motivo come si vedrà nel seguito verrà utilizzata la formula ( 1.4) per la resistenza al taglio, mentre la parte flessionale verrà affidata ad una legge sforzo-deformazione mono assiale.

## 1.6 Comportamento delle fasce di piano per carichi orizzontali

L'attenzione si deve soffermare a questo punto sulle fasce di piano. Il loro comportamento a differenza dei maschi murari è molto più complesso. È tuttavia possibile riscontrare, grazie al lavoro di Cattari e Lagomarsino [15], come in assenza di elementi in grado di resistere a trazione accoppiati alle fasce di piano, siano in genere possibili due diversi fenomeni di collasso funzione della snellezza di esse:

- Quando la fascia di piano è considerabile snella, la fessurazione si sviluppa a partire dagli angoli in cui si manifestano le tensioni di trazione.
- Se invece la fascia di piano è considerabile tozza, in seguito ad un comportamento assimilabile al precedente, si sviluppa un comportamento a “puntone equivalente” [15], che porta alla formazione di una fessura diagonale.

Risulta quindi molto complesso in fase di modellazione scegliere il modo migliore per descrivere il comportamento delle fasce di piano.

## 1.7 Meccanismi locali di danneggiamento

Nel caso di meccanismi di danno fuori dal piano, in genere il collasso della parete si verifica per ribaltamento in seguito alla formazione di cerniere cilindriche.

Questi fenomeni di collasso, oltre che per lo scarso ammorsamento tra le pareti, le pareti ed il solaio e per la rigidità del solaio, possono essere ulteriormente favoriti dalla presenza di discontinuità nella struttura. Esse possono essere facilmente individuabili, come ad esempio le discontinuità in altezza o in pianta dell'edificio, oppure possono essere di più difficile individuazione, come ad esempio in presenza di canne fumarie.

Altra fonte di danneggiamento possono essere le azioni esercitate da coperture debolmente collegate al resto della struttura. In questo caso si possono infatti avere

fenomeni di martellamento da parte della copertura sulle pareti. Tipica è quella che può avvenire sulla facciata di un edificio ad opera dell'architrave.

Il collasso di edifici in muratura è in genere favorito anche dalla presenza di costruzioni affiancate di diversa altezza. In questi scenari sono favoriti meccanismi di danno che vanno ad influenzare l'edificio più alto a partire dal punto in cui le strutture non sono più affiancate.

In molti casi risulta quindi necessario accoppiare analisi sia di tipo locale che di tipo globale al fine di identificare quale delle due situazioni sia più sfavorevole.

Sono inoltre possibili vari interventi atti ad evitare o limitare la possibilità che si verifichino meccanismi locali o fuori dal piano. Ne sono un esempio l'inserimenti di tirati o catene e contrafforti, le cerchiature e la realizzazione di cordolature sommitali o al livello dei piani per migliorare i collegamenti tra le pareti e tra le pareti ed i solai.

È possibile inoltre ricorrere a tecniche per l'irrigidimento dei solai, in particolare quelli lignei, tramite sostituzione con solai più rigidi o mediante l'applicazione di bandelle [16] o controventature.

## 2. Le principali tecniche utilizzate per la modellazione numerica di edifici in muratura

Per lo studio in campo dinamico di strutture in muratura vengono di solito adottati modelli numerici di vario tipo, per lo più basati su una formulazione agli elementi finiti, che sono in grado di cogliere con differente precisione il comportamento reale della muratura. Si ottengono in genere risultati via via migliori attraverso l'utilizzo di metodologie di modellazione sempre più raffinate e di leggi costitutive sempre più accurate. Questa maggiore raffinatezza richiede come ovvio un prezzo da pagare: è necessaria una maggiore conoscenza delle proprietà dei materiali e in certi casi della corretta collocazione dei blocchi, ed è richiesto un maggiore onere computazionale. Ciò significa che man mano che le tecniche utilizzate sono più raffinate anche le tempistiche necessarie a completare l'elaborazione sono maggiori.

Prima di addentrarsi nella trattazione dei vari metodi di calcolo utilizzati per le analisi su strutture in muratura è necessario fare una premessa sulle variabili che possono influenzare l'ottenimento o meno di buoni risultati. La capacità del modello di fornire valori capaci di descrivere correttamente quello che sarà il reale comportamento della struttura è ostacolata da numerose difficoltà. Le principali riguardano le incertezze nella fase di modellazione della struttura. Infatti non è banale identificare la corretta scelta della distribuzione di masse e rigidità; inoltre nella muratura come visto bisogna considerare la presenza di eventuali fenomeni di collasso locale. Oltre a ciò bisogna ricordare la possibilità che ci sia variabilità locale delle caratteristiche dei materiali costituenti anche all'interno della stessa struttura, soprattutto per edifici di antica costruzione in cui c'è la possibilità che siano state fatte modifiche o riparazioni di cui non si è a conoscenza. Sono spesso presenti anche irregolarità, sia in pianta che in altezza, o addirittura vere e proprie modifiche dello schema strutturale, dovuto in genere a variazioni della destinazione d'uso. Queste situazioni hanno bisogno di particolare attenzione da parte del progettista. Risulta

dunque necessaria una attenta valutazione preliminare per valutare tutte le possibili criticità della struttura e per poter quindi scegliere il metodo più opportuno per valutarne la risposta strutturale alle sollecitazioni.

Infatti, gli effetti di una non perfetta conoscenza di uno o più di questi aspetti, può condurre ad un'errata valutazione delle sollecitazioni agenti sui diversi elementi resistenti strutturali, non permettendo una corretta analisi della sicurezza strutturale. Se si considera ad esempio un'errata stima del posizionamento delle masse, questa può condurre a una sottostima delle sollecitazioni torsionali sull'edificio essendo queste direttamente legate all'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidità. Non è un caso infatti che le norme propongano di considerare ad ogni piano un'ulteriore eccentricità del centro delle masse, quantificabile col 5% della lunghezza in pianta del lato maggiore del piano stesso, da applicare in entrambe le direzioni principali dell'edificio ed in entrambi i versi.

È di fondamentale importanza in questa fase preliminare che, oltre a ottenere informazioni sulle caratteristiche dei materiali, siano individuati i principali elementi resistenti, sia per quel che riguarda le azioni verticali sia per quelle sismiche e orizzontali in generale.

Tenendo conto di questi fattori è poi necessario ricorrere ad una modellazione numerica delle strutture in muratura.

Considerando le moderne normative di molte nazioni inerenti alla progettazione antisismica si vede come nella maggior parte dei casi la descrizione della risposta strutturale è considerata in termini di spostamenti e non di forze. Anche l'Italia fa parte di questi paesi. Ciò è dovuto al fatto che il danneggiamento degli edifici è molto più sensibile all'applicazione di spostamenti imposti piuttosto che di forze.

In questo contesto giocano un ruolo centrale le procedure statiche non lineari.

La caratteristica comune di queste procedure è quella di basarsi sull'uso di analisi statiche non lineari (pushover) per caratterizzare poi il sistema sismico resistente tramite: analisi "statiche" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineari" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura.

Tali curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

La curva ottenuta dalle analisi pushover riporta quindi convenzionalmente l'andamento del taglio risultante alla base rispetto allo spostamento orizzontale di un punto della struttura.

La curva è ottenuta implementando l'analisi pushover, che prevede l'assegnazione di una prefissata distribuzione di forze incrementate in maniera statica e monotona. La distribuzione viene mantenuta inalterata anche oltre il punto limite di rottura. Le analisi possono essere condotte in controllo di forze o tramite un controllo misto forze-spostamenti.

Per una trattazione più completa sono di seguito sono elencate e brevemente descritte le più comuni metodologie utilizzate nell'analisi non lineare di strutture in muratura.

La modellazione della muratura si scontra inevitabilmente con la natura discontinua che la caratterizza nella realtà. Come si è già ampiamente detto, infatti, la muratura è composta da blocchi sovrapposti e da malta. Il comportamento globale è dato da quello dei singoli costituenti e dall'interazione tra essi attraverso le superfici che li separano. Si può quindi vedere come sia di fondamentale importanza anche la descrizione di un modello matematico che rappresenti il comportamento delle interfacce di giunzione. Da questo fatto nascono diverse strategie per la modellazione della muratura, con differente complessità. Esse sono state analizzate nel dettaglio nel lavoro di Lourenço [17], le tecniche di modellazione delle strutture in murature si dividono in tre grandi famiglie:

- **Micro modellazione dettagliata:** sia i blocchi che la malta sono costituiti da elementi continui, le superfici di separazione tra i mattoni ed il legante sono invece costituiti da elementi discontinui.
- **Micro modellazione semplificata:** solo i blocchi vengono modellati con elementi continui di dimensioni maggiorate per occupare lo spazio dove in

realtà c'è la malta, mentre si tiene conto della presenza del legante solo attraverso elementi discontinui di interfaccia tra i vari blocchi.

- **Macro modellazione:** la muratura viene trattata come un mezzo continuo in cui si tiene conto della reale presenza di blocchi, malta e zone di interfaccia mediante tecniche di omogeneizzazione.

È bene notare che il numero delle caratteristiche dei materiali necessarie per realizzare la modellazione sono via via decrescenti dal primo al terzo modo.

Va inoltre considerato che per la micro modellazione, sia essa dettagliata o semplificata, è in genere necessario un personale altamente specializzato e con una buona esperienza in questo genere di modellazione.

Al contrario, dal punto di vista del tempo computazionale in genere si ha una riduzione dalla prima alla terza tecnica, considerando la modellazione del medesimo elemento strutturale.

Per queste motivazioni è noto che in genere sia la micro modellazione dettagliata che quella semplificata sono applicate nel campo della ricerca; la macro modellazione è invece in genere preferita dai professionisti.

Nel campo della micro modellazione, le tecniche più diffuse prendono generalmente il nome di DEM e qualche cenno verrà dato più avanti.

Per quanto riguarda la macro modellazione le tecniche a disposizione sono molte e anche qui si ritrovano differenti gradi di complessità. Si va infatti da semplici modelli costituiti da oscillatori semplici, dove le caratteristiche e le masse sono concentrate in precisi punti, al modello a telaio equivalente. Crescendo con la complessità si incontrano macro modelli a pannelli, salendo ulteriormente si possono utilizzare i modelli FEM bidimensionali e tridimensionali.

Ulteriore difficoltà in questo ambito è rappresentata dalla considerazione delle non linearità. Queste possono essere presenti sia nelle leggi costitutive dei materiali utilizzati, sia per via delle non linearità geometriche. È infatti possibile assumere leggi costitutive elastiche, plastiche e non lineari e al contempo tenere conto di fenomeni di instabilità legati agli spostamenti dei punti di applicazione delle forze, meglio noti come buckling.

Nel seguito si vedranno le principali caratteristiche di alcune di queste tecniche, senza entrare nei dettagli per cui si rimanda a trattazioni specifiche.

## 2.1 Metodi FEM bidimensionali e tridimensionali

Questa metodologia di modellazione si basa sull'assunzione della muratura come un mezzo continuo omogeneo e si possono considerare modellazioni che ammettono un comportamento isotropo oppure ortotropo. Questa trattazione, sebbene in genere complessa, differisce dalla reale natura della muratura che è costituita da un insieme di blocchi uniti tra loro mediante un legante. Per permettere ciò sono solitamente utilizzate tecniche di omogeneizzazione. Nonostante la complessità di esse, non è sempre possibile cogliere tutte le peculiarità del comportamento degli edifici in muratura. Tuttavia rappresentano un ottimo strumento per comprendere in modo approfondito il comportamento di strutture in muratura. Con modelli di questo tipo è inoltre possibile sviluppare tecniche di identificazione strutturale. È infine importante notare che è necessaria una approfondita conoscenza delle caratteristiche dei materiali e delle variazioni locali nella struttura.

Si può vedere un esempio di modellazione attraverso FEM 3D della Basilica di San Marco in Figura 9.

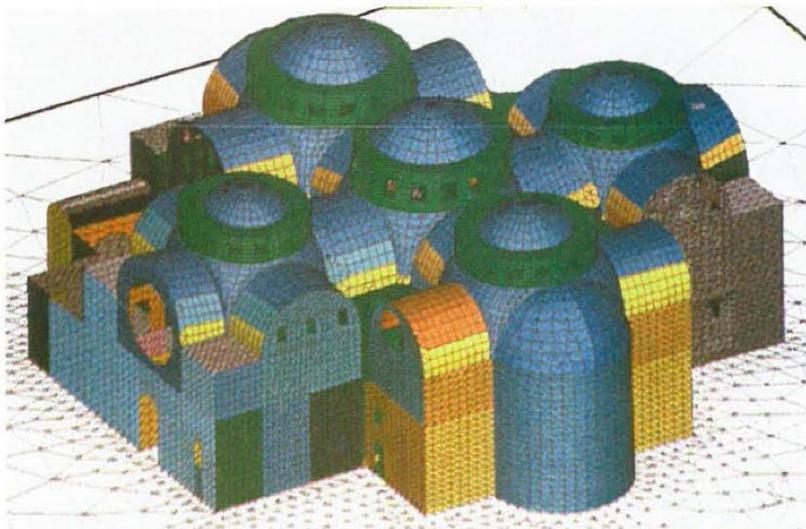


Figura 9: esempio di modellazione FEM 3D della cattedrale di San Marco a Venezia [18]

### 2.1.1 Elastico

In questo caso le leggi utilizzate per la modellazione del materiale sono elastiche lineari. Un modello così realizzato è in grado di cogliere accuratamente la distribuzione delle tensioni all'interno dell'elemento murario fino al momento in cui avviene la fessurazione. Avvenendo questa per livelli tensionali molto bassi a causa della scarsa resistenza in trazione dei materiali componenti la muratura, è in genere più opportuno procedere assegnando una resistenza nulla in trazione e considerando elastica lineare solo la parte in compressione della legge sforzo deformazione. Si introduce con questa procedura una prima non linearità all'interno del legame costitutivo, che permette tuttavia, con opportune correzioni, di ottenere risultati più realistici anche per situazioni in cui la muratura risulta fessurata.

### 2.1.2 Non lineare

Questo caso si possono assumere leggi costitutive non lineari per la presa in conto non solo dei fenomeni fessurativi, ma imponendo una resistenza limite anche in compressione e potendo inoltre gestire i fenomeni di hardening e softening che si sviluppano quando ci si avvicina e si supera la resistenza di picco. Risultano tuttavia necessari molti parametri per poter eseguire la calibrazione del modello che richiedono analisi sperimentali di cui non sempre è possibile usufruire, soprattutto su strutture di vecchia costruzione, di cui il patrimonio edilizio italiano è ricco.

### 2.1.3 Macro modello a pannelli

Come facilmente intuibile dal titolo, questo metodo consiste nel modellare la struttura mediante l'utilizzo di pannelli. Questi possono essere deformabili per la modellazione dei maschi murari e delle fasce di piano, oppure rigidi per poter considerare i nodi alle intersezioni degli elementi.

Questa tecnica appartiene ai metodi semplificati e permette la modellazione di strutture sia nel piano che tridimensionalmente ed ha il vantaggio di non necessitare di un eccessivo numero di gradi di libertà.

Questo metodo presenta inoltre delle varianti che permettono di considerare blocchi rigidi di forma variabile ed i loro movimenti. Ciò permette di mettere in pratica l'analisi limite cinematica, che, in accordo a Lourenço [17], ha grandissime potenzialità per l'analisi semplificata e il calcolo del rinforzo necessario per strutture storiche in muratura.

Nella Figura 10 viene esemplificativamente mostrato come si può modellare una struttura mediante l'ausilio di un software appositamente implementato per questa tipologia di modellazione.

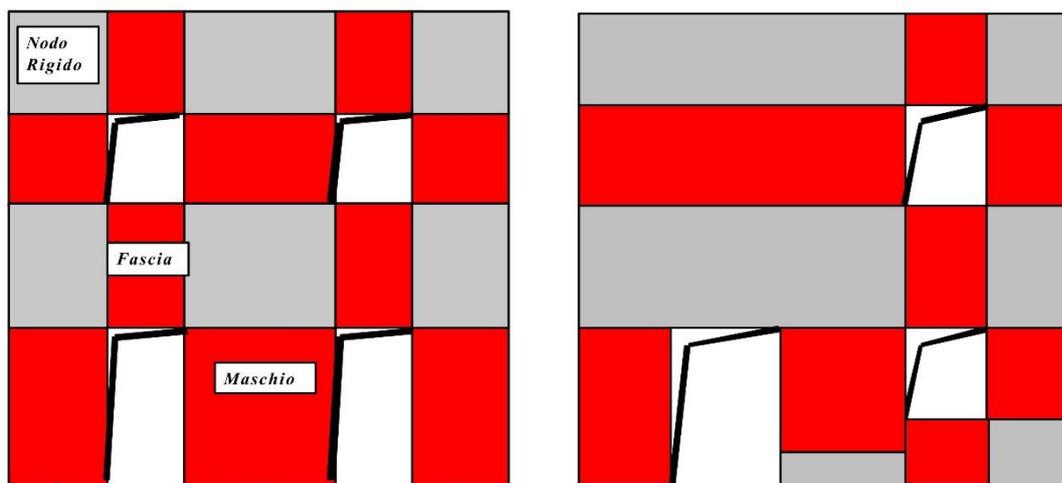


Figura 10: esempio schematico di modellazione mediante macro modello a pannelli [19]

## 2.2 Metodi DEM bidimensionali e tridimensionali

Il discrete element method, o DEM, è una forma di metodo numerico molto avanzato che permette di modellare il comportamento di un insieme di particelle interagenti tra loro considerandole in modo distinto. Per questo motivo è molto adatto a

cogliere il comportamento di materiali composti da elementi discreti, siano essi particelle o blocchi, come è appunto la muratura, che interagiscono lungo le loro giunzioni (bordi). Sono infatti molto usati anche per lo studio di suoli e rocce ma anche per il calcestruzzo.

In questo ambito il trattamento della muratura avviene attraverso l'assemblaggio dei mattoni e la definizione di una legge matematica in grado di descrivere il comportamento reciproco dei blocchi lungo i loro bordi, simulando a tutti gli effetti il ruolo della malta.

Per la descrizione di questa legge, che agisce lungo le superfici di separazione nel caso di un modello tridimensionale oppure lungo le linee di separazione nel caso di un modello bidimensionale, è necessario utilizzare un modello matematico complesso. Questo, insieme al fatto che sia necessaria una perfetta conoscenza del posizionamento e delle dimensioni dei blocchi, fa sì che sia necessaria una padronanza ancora più approfondita delle caratteristiche dei materiali di cui è composta la struttura. Per lo stesso motivo è inoltre richiesta la conoscenza e delle variazioni locali nella struttura. Bisogna inoltre ricordare come questa modellazione riguardi fenomeni fortemente non lineari di scorrimento dell'interfaccia e di separazione che possono portare a grandi movimenti relativi tra le unità con conseguenti variazioni nella geometria strutturale e nella connettività tra i vari elementi nel corso delle analisi.

Tutto ciò rende questo tipo di analisi, sebbene molto complessa, utilizzabile per modelli molto dettagliati, in cui sia d'interesse anche la simulazione dei comportamenti locali delle singole parti della struttura. Un esempio si può vedere in Figura 11.

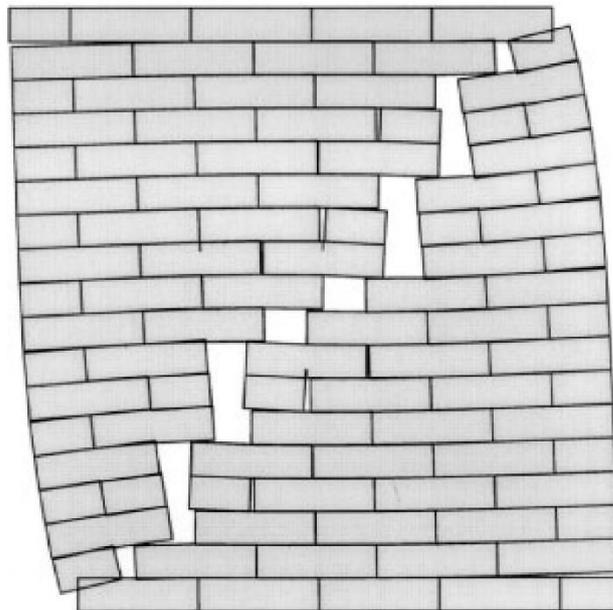
Questo metodo rimane comunque strettamente collegato a quello degli elementi finiti, essi infatti si sono vicendevolmente presi in prestito molte caratteristiche proprie dell'altro e in certi casi è possibile giungere ad un ulteriore affinamento considerando i blocchi non rigidi, bensì costituiti da elementi finiti.

I due metodi presentano però alcune differenze, come è possibile vedere nel lavoro di Lemos [20]:

1. In genere nei micro modelli i blocchi sono rigidi e la deformazione è concentrata nell'interfaccia, anche se oggi sono disponibili software in grado di utilizzare anche blocchi deformabili
2. Essendo l'interazione tra i blocchi costituita da punti di contatto non si ha continuità nella distribuzione degli sforzi attraverso la superficie di interfaccia
3. A differenza di un modello continuo realizzato con gli elementi finiti, con i micro modelli è possibile considerare fenomeni di separazione completa tra i blocchi

I micro modelli vengono solitamente utilizzati per:

- Identificare qualitativamente i modi di deformazione di elementi in muratura oppure per determinare quale dei possibili modi di rottura si verificheranno nell'elemento
- Approfondire aspetti o comportamenti specifici di parti della struttura, è infatti molto complesso arrivare alla modellazione completa di grandi strutture complesse



*Figura 11: esempio di modellazione di un pannello murario mediante micro modellazione [17]*

## 2.3 Metodologie di modellazione semplificate

Esistono inoltre metodi semplificati, che forniscono buoni risultati solamente a determinate condizioni, ad esempio se è ammissibile per l'edificio in esame aspettarsi un comportamento scatolare nel momento in cui questo venga sottoposto a determinate azioni.

### 2.3.1 Modellazione a Telaio equivalente

Questa modellazione presuppone per ipotesi un comportamento scatolare dell'edificio considerato, assumendo quindi plausibili solo meccanismi nel piano ed escludendo a priori la possibilità di rotture nella direzione perpendicolare al piano della parete.

Ammessa questa situazione è possibile scomporre la parete in aree deformabili ed aree indeformabili. Le prime sono costituite dalle porzioni della parete comprese tra le aperture ed assimilabili a setti. Quelli verticali sono detti maschi murari, mentre quelli orizzontali, posizionati in genere al livello del piano, sono detti fasce di piano. Queste parti della struttura sono modellabili attraverso elementi monodimensionali a due nodi ognuno dei quali avente tre gradi di libertà, cioè due traslazioni nel piano e una rotazione attorno all'asse perpendicolare.

Le parti rigide, perché considerate indeformabili, vengono invece modellate tramite rigid link, permettendo di prendere in considerazione quelle zone che nella realtà non sono soggette a danni.

La distinzione di queste due parti si può eseguire con svariati metodi, tra i quali uno dei più utilizzati è quello proposto da Dolce nel 1991 [21]; se ne parlerà diffusamente nel capitolo dedicato alla validazione.

Ovviamente questa tipologia di modellazione non mira ad ottenere risultati di elevata precisione, soprattutto dal punto di vista dell'energia dissipata e dei fenomeni di degrado a cui sono sottoposte le caratteristiche dei materiali una volta che le strutture sono soggette a sollecitazioni elevate e ripetute, come nel caso dei

sismi. Tuttavia questa tipologia di modellazione è in grado di dare un'ottima risposta in termini qualitativi dal punto di vista del tipo di collasso a cui va in contro ogni singolo elemento (per taglio o flessione). È possibile inoltre dare un'ottima stima (ingegneristicamente accettabile) dell'involuppo della resistenza nel caso di azioni cicliche, avendo il pregio di richiedere un costo computazionale (tempistiche minori) decisamente inferiore rispetto alle procedure più raffinate descritte in precedenza.

Le parti deformabili possono a loro volta essere modellate attraverso due procedure diverse: mediante l'utilizzo di leggi costitutive elastiche oppure non lineari.

### **2.3.1.1 Modellazione mediante legami costitutivi lineari elastici**

In questo caso la modellazione viene eseguita mediante l'utilizzo di leggi costitutive dei materiali lineari elastiche. Non si può dunque tenere in conto nelle analisi del danneggiamento degli elementi strutturali e non è identificabile la situazione di collasso se non attraverso il confronto con valori limite degli sforzi o degli spostamenti con cui eseguire il confronto. Se l'analisi deve tenere in conto dell'effetto reale dovuto a effetti dinamici si ricorre ad un'amplificazione delle azioni iniziali.

### **2.3.1.2 Modellazione mediante legami costitutivi non lineari**

Quando si parla di modellazione a telaio equivalente non lineare si fa riferimento in genere ad una non linearità nelle leggi costitutive dei materiali, anche se a rigore potrebbe essere ulteriormente aggiunta una non linearità geometrica tenendo in conto degli effetti dovuti ai grandi spostamenti (che potrebbe essere aggiunta anche ad un telaio elastico).

In questo caso è possibile prendere in considerazione il comportamento non lineare dei materiali e il degrado sia della resistenza, superato il valore critico della stessa, nel caso soprattutto di analisi di pushover, ma anche della rigidezza e della pendenza dei rami di scarico nel caso di analisi pseudo statiche cicliche.

### 3. L'elemento a fibre utilizzato per la modellazione a telaio equivalente delle strutture in muratura

In questo elaborato si è scelto di utilizzare l'elemento proposto da Raka et al. [22] e sviluppato in successivi lavori per lo studio sia di strutture in muratura ordinarie come proposto sempre da Raka et al. [23] e da Peruch et al. [24], che quelle in muratura armata in Peruch et al. [8] Peruch et al. [25].

La modellazione è stata realizzata mediante l'utilizzo del software framework "Open System for Earthquake Engineering Simulation" (Opensees) [7] sviluppato dalla "Pacific Earthquake Engineering Research Center" con l'obiettivo di creare una piattaforma computazionale di ricerca nell'ambito dell'ingegneria sismica.

La modellazione si ottiene dall'accoppiamento tra un elemento a fibre formulato mediante il principio delle forze virtuali e una legge fenomenologica sforzo di taglio-deformazione.

L'elemento scelto nella modellazione deriva da quello proposto da Spacone et al. [26] [27] per lo studio di travi in calcestruzzo armato che ne consente il trattamento a plasticità distribuita e dell'iterazione a livello sezionale tra lo sforzo normale ed il momento flettente mediante l'assegnazione di una legge costitutiva sforzo-deformazione.

Il comportamento a taglio, come descritto da Raka et al. [22] è assegnato mediante una legge fenomenologica Sforzo di Taglio-deformazione opportunamente calibrata. I due comportamenti vengono poi associati mediante il comando "Section Aggregator", come si vedrà nella sezione 3.4.

Per quanto riguarda la legge costitutiva utilizzata per il momento flettente e lo sforzo normale, nell'approccio seguito da Raka et al. [22] si è deciso di adoperare due leggi costitutive monodimensionali quasi-fragili, funzionali a modellare il

comportamento degli elementi in muratura in modo globale, assumendo cioè il materiale come se fosse continuo e omogeneo, senza scinderlo nelle sue componenti di malta e mattone.

Sono stati utilizzati due materiali per permetter il confronto tra una modellazione più complessa che tiene conto di più parametri ma che presenta delle difficoltà nella convergenza, soprattutto per strutture più complesse, e una modellazione più semplice che ha il vantaggio di soffrire meno problemi di tipo numerico.

Trattandosi di un legame sforzo-deformazione uniassiale è necessario utilizzare uno dei tanti materiali appartenenti alla classe “Uniaxial Material” di Opensees. Alcuni di questi sono già stati utilizzati nei lavori precedentemente elencati come ad esempio Concrete01 in [8] [22] [23] basato sul modello di Kent-Park modificato da Scott et al. [28], Concrete02 (Scott et al. [28]) in [24] basato sul modello di Kent-Park [29], Concrete06 in [22] [23] mediato dal modello Thorenfeldt [30] nel lavoro di Belarbi e Hsu [31] e sviluppato da Orakal et al. [32], dando ottimi risultati. Nel presente lavoro si è scelto di utilizzare ConcreteCM: un materiale sviluppato da Orakal et al. [32] basato sul lavoro di Chang e Mander [33], la cui descrizione è riportata nella sezione 3.1.

Per quanto riguarda la legge Sforzo di Taglio-deformazione si è assunto come nei lavori precedenti ([8] [22] [23] [24]), di utilizzare una relazione costituita da una spezzata in cui per la resistenza di picco si è scelto di servirsi dei valori forniti dalla formula di Turnseck-Cacovic [13]. Questa scelta è stata effettuata in base a considerazioni sul fatto che le altre tipologie di rottura si verificano solamente in presenza di un basso regime tensionale in compressione, situazione in genere distante dai casi trattati. Tra i materiali offerti da Opensees la scelta si è in genere orientata su due possibilità: “Pinching4” in [22] e “Hysteretic” in [8] [23] [24]. Il primo sarà anche quello utilizzato per questo lavoro e se ne parlerà diffusamente nella sezione 3.3.

### 3.1 Materiale associato al comportamento pressoflessionale: Concrete CM

Questo materiale fa parte della famiglia “Uniaxial Material” di Opensees e nello specifico è uno di quelli appositamente implementati per la descrizione del comportamento del calcestruzzo. Come gli altri materiali di questo tipo permette di tenere conto, a livello sezionale, dell’interazione tra Momento flettente e sforzo di taglio. A differenza degli altri, questo materiale presenta una maggiore capacità di set up dei parametri che regolano il comportamento isteretico del materiale.

Concrete CM è stato sviluppato nello specifico da Orakal et al. [32] per lo studio di setti in calcestruzzo armato e il suo sviluppo si basa sul lavoro di Chang e Mander [33], Figura 12.

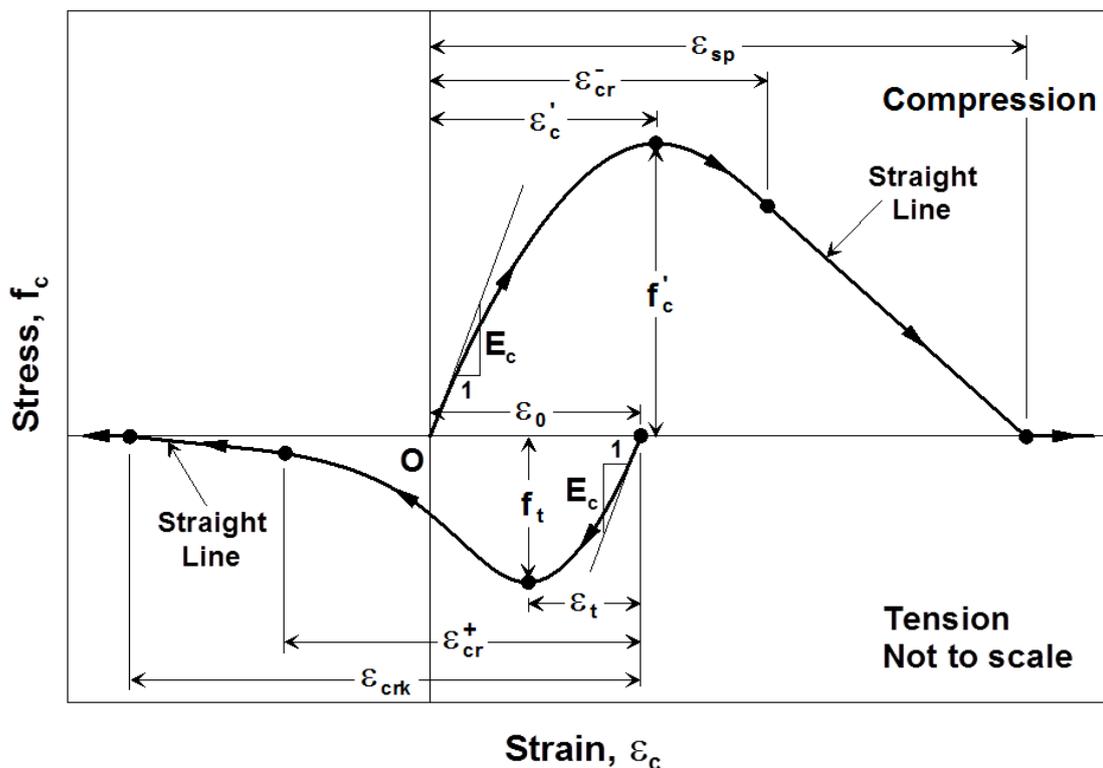


Figura 12: Legame costitutivo sforzo-deformazione del materiale ConcreteCM [34] [32]

Secondo questo modello l'involuppo della curva in compressione è definito da:

- $E_c$  il modulo elastico tangente iniziale;
- $f'_c$  la resistenza massima in compressione;
- $\varepsilon'_c$  la deformazione corrispondente alla resistenza massima in compressione  $f'_c$ ;
- $r_c$  parametro di forma dell'equazione di Tsai in compressione [35];
- $x_{cr}^- > 1$  deformazione critica adimensionale, che definisce la deformazione raggiunta la quale, l'involuppo assume andamento lineare.

La curva può essere scritta in forma adimensionale nel seguente modo:

$$y(x) = \frac{nx}{D(x)} \quad (3.1)$$

$$z(x) = \frac{(1 - x^{r_c})}{[D(x)]^2} \quad (3.2)$$

Dove

$$D(x) = 1 + \left(n - \frac{r}{r-1}\right)x + \frac{x^{r_c}}{(r-1)} \quad \text{se } r_c \neq 1 \quad (3.3)$$

$$D(x) = 1 + (n - 1 + \ln x)x \quad \text{se } r_c = 1 \quad (3.4)$$

E sono stati definiti i seguenti parametri adimensionali

$$x = \left| \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right| \quad (3.5)$$

$$n = \left| \frac{E_c \varepsilon'_c}{f'_c} \right| \quad (3.6)$$

Considerando  $\varepsilon_c$  la generica deformazione in compressione.

Si definisce inoltre la deformazione di spalling adimensionale:

$$x_{sp} = \left| \frac{\varepsilon_{sp}}{\varepsilon'_c} \right| = x_{cr}^- - \frac{y(x_{cr}^-)}{nz(x_{cr}^-)} \quad (3.7)$$

È necessario osservare come la considerazione dello spalling, essendo un fenomeno caratteristico del calcestruzzo armato, non avrebbe alcun senso nell'ambito della trattazione della muratura non rinforzata. Si considera pertanto tale punto semplicemente come parte dell'involuppo scelto per approssimare la legge sforzo deformazione della muratura senza attribuire a questo valore un preciso significato fisico (se non quello di resistenza nulla dovuta alla fessurazione), essendo inoltre funzione unicamente dei parametri definiti in precedenza.

Ne risulta quindi che l'andamento della curva è definito su tre intervalli:

- per  $x < x_{cr}^-$  (Equazione di Tsai)

$$f_c = f'_c y(x) \quad (3.8)$$

$$E_t = E_c z(x) \quad (3.9)$$

- per  $x_{cr}^- < x < x_{sp}$  (Linea Retta)

$$f_c = f'_c [y(x_{cr}^-) + nz(x_{cr}^-)(x - x_{cr}^-)] \quad (3.10)$$

$$E_t = E_c z(x_{cr}^-) \quad (3.11)$$

- per  $x_{sp} < x$  (Annullamento)

$$f_c = E_t = 0 \quad (3.12)$$

La parte che riguarda l'involuppo in trazione si definisce allo stesso modo su tre intervalli, utilizzando per la parte curva sempre l'equazione di Tsai [35] ma considerando i parametri così definiti:

- $E_c$  il modulo elastico tangente iniziale, lo stesso utilizzato per la curva in compressione;
- $f'_t$  la resistenza massima in trazione;
- $\varepsilon'_t$  la deformazione corrispondente alla resistenza massima in trazione  $f'_t$
- $r_t$  parametro di forma dell'equazione di Tsai in trazione [35];

- $x_{cr}^+ > 1$  deformazione critica adimensionale in trazione, che definisce la deformazione raggiunta la quale, l'involuppo assume andamento lineare fino a raggiungere la deformazione di fessurazione.

Per l'involuppo adimensionale i parametri in trazione sono così definiti:

$$x^+ = \left| \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{\varepsilon_t} \right| \quad (3.13)$$

$$n^+ = \left| \frac{E_c \varepsilon_t}{f_t} \right| \quad (3.14)$$

Mentre la deformazione di fessurazione risulta

$$x_{crk} = x_{cr}^+ - \frac{y(x_{cr}^+)}{nz(x_{cr}^+)} \quad (3.15)$$

Si può quindi definire l'andamento della curva in trazione su tre intervalli, come per la parte in compressione:

- per  $x^+ < x_{cr}^+$  (Equazione di Tsai)

$$f_c = f_t y(x^+) \quad (3.16)$$

$$E_t = E_c z(x^+) \quad (3.17)$$

- per  $x_{cr}^+ < x^+ < x_{crk}$  (Linea Retta)

$$f_c = f'_c [y(x_{cr}^+) + n^+ z(x_{cr}^+) (x^+ - x_{cr}^+)] \quad (3.18)$$

$$E_t = E_c z(x_{cr}^+) \quad (3.19)$$

- per  $x^+ > x_{crk}$  (Fessurazione)

$$f_c = E_t = 0 \quad (3.20)$$

## 3.2 Materiale associato al comportamento pressoflessionale: Concrete 02

Questo materiale fa parte della famiglia “Uniaxial Material” di Opensees e nello specifico è uno di quelli appositamente implementati per la descrizione del comportamento del calcestruzzo. Il suo uso è ampiamente diffuso per la modellazione del calcestruzzo armato, ma è già anche stato utilizzato per la modellazione della muratura, come si può vedere nel lavoro di Peruch et al. [8]. Come detto in precedenza è stato formulato seguendo il modello fornito da Kent et al [29] e da Scott et al. [28].

Il materiale segue l’andamento riportato in Figura 13.

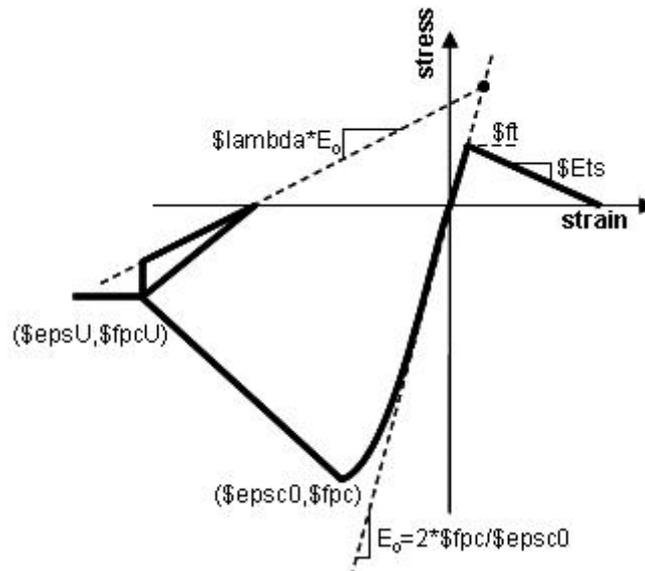


Figura 13: Legame costitutivo sforzo-deformazione del materiale Concrete02 [36]

La parte che rappresenta l'involuppo in compressione ha un andamento parabolico per deformazioni inferiori a quella di picco. Segue un andamento lineare con pendenza negativa fino alla deformazione ultima. Successivamente l'andamento rimane lineare ma con pendenza nulla e il valore costante della tensione è quello della tensione resistente ultima.

Nello specifico l'andamento del primo tratto parabolico segue formula:

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (3.21)$$

Avendo posto:

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c}$$

Dove i simboli hanno lo stesso significato già visto per ConcreteCM.

### 3.3 Materiale associato al comportamento a taglio dell'elemento: Pinching4

Questo materiale fa parte della famiglia “Uniaxial Material” di OpenSees, nello specifico è uno di quelli appositamente implementati per la descrizione del comportamento isteretico dei materiali ed è spesso utilizzato per descrivere curve sforzo tagliante-deformazione (scorrimento angolare): scopo per cui verrà utilizzato anche in questo lavoro.

Caratteristica fondamentale è anche quella di consentire la regolazione di molti parametri associati al comportamento isteretico quali il degrado (della massima forza, della rigidità in carico e di quella in scarico) e la forma del ramo di scarico (parametri di pinching).

Lo sviluppo di questo materiale si deve a Lowes et al. [37] ed è stato inizialmente concepito per la descrizione del comportamento a taglio del calcestruzzo armato. Il suo utilizzo per gli elementi in muratura si deve a Raka et al. [22], dove vengono proposte delle modalità di **assunzione** dei parametri meccanici e di taratura di alcune variabili che governano la forma del ciclo di isteresi. Gli altri parametri invece vengono assunti come default dalla taratura effettuata sul calcestruzzo armato nel lavoro già menzionato di Lowes et al. [37] e nell'articolo di [38]. Nella fase di calibrazione del seguente lavoro si ricercherà una taratura ulteriore di alcuni di questi parametri sulla base delle prove sperimentali di cui si è già accennato e si parlerà diffusamente in seguito.

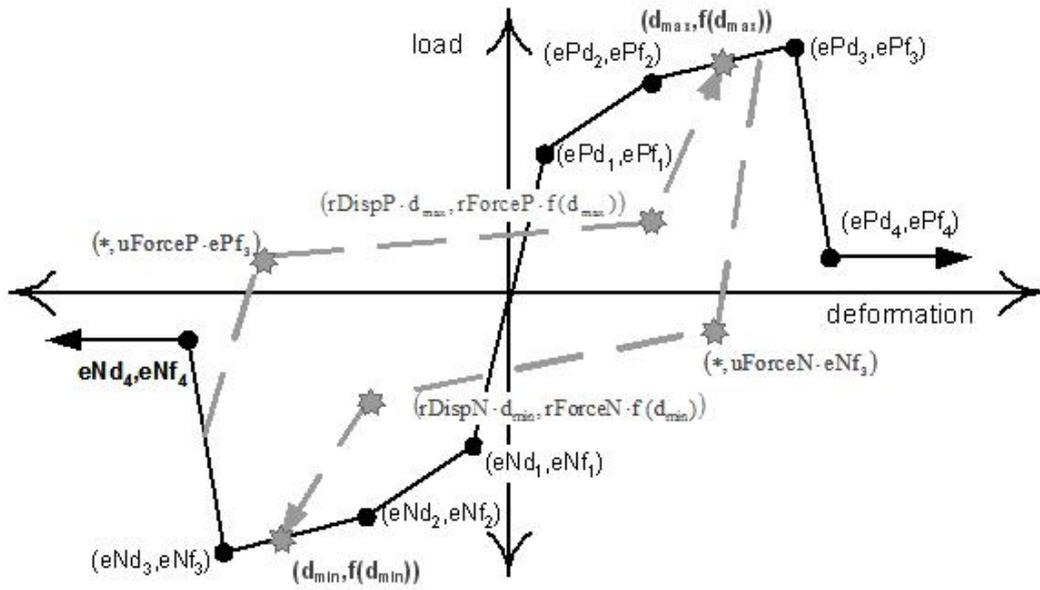


Figura 14: Rappresentazione schematica del modello associato al materiale Pinching4 [39] [37]

Questo materiale tiene in conto di una relazione definita da una linea spezzata composta da quattro segmenti per la parte positiva ed altrettanti per quella negativa, Figura 14. Per questo motivo sono richiesti i quattro punti estremi dei vertici della spezzata. Si noti che queste coordinate saranno usate sia in modo simmetrico, nelle prove di calibrazione, che in modo differente per provare a considerare la minore resistenza a taglio nel caso di una riduzione dello sforzo normale agente sull'elemento (secondo la legge di Turnseck -Cacovic [13]). Di questo aspetto si parlerà diffusamente nella sezione dedicata alla validazione.

È inoltre possibile tenere conto del degrado ciclico di fattori quali la rigidezza sia in scarico sia in ricarica che la riduzione della resistenza ultima con l'andare dei cicli. Per ognuno di questi fattori è utilizzato il modello di danneggiamento proposto da Park and Ang [40] secondo quanto riportato in [37], dove la generica forma dell'indice di danno è la seguente:

$$\delta_i = \left( \alpha_1 \cdot (\tilde{d}_{max})^{\alpha_3} + \alpha_2 \cdot \left( \frac{E_i}{E_{monotonic}} \right)^{\alpha_4} \right) \leq gLim_i \quad (3.22)$$

Dove, con riferimento alla Figura 15

$$\tilde{d}_{max} = \max \left[ \frac{d_{max\ i}}{def_{max}}, \frac{d_{min\ i}}{def_{min}} \right] \quad (3.23)$$

Avendo posto

$$d_{max\ i} = d_{max\ 0} \cdot (1 + \delta d_i) \quad (3.24)$$

$d_{max\ i}$  è la deformazione che definisce la fine della fase di ricarica.

$d_{max\ 0}$  è la massima deformazione ottenuta nella storia di carico fino al passo  $i$ ; se non ci fosse degrado della rigidità in fase di ricarica essa coinciderebbe con il punto finale di tale fase.

$\delta d_i$  è il valore dell'indice di danno per la rigidità in fase di ricarica, definito secondo la (3.22).

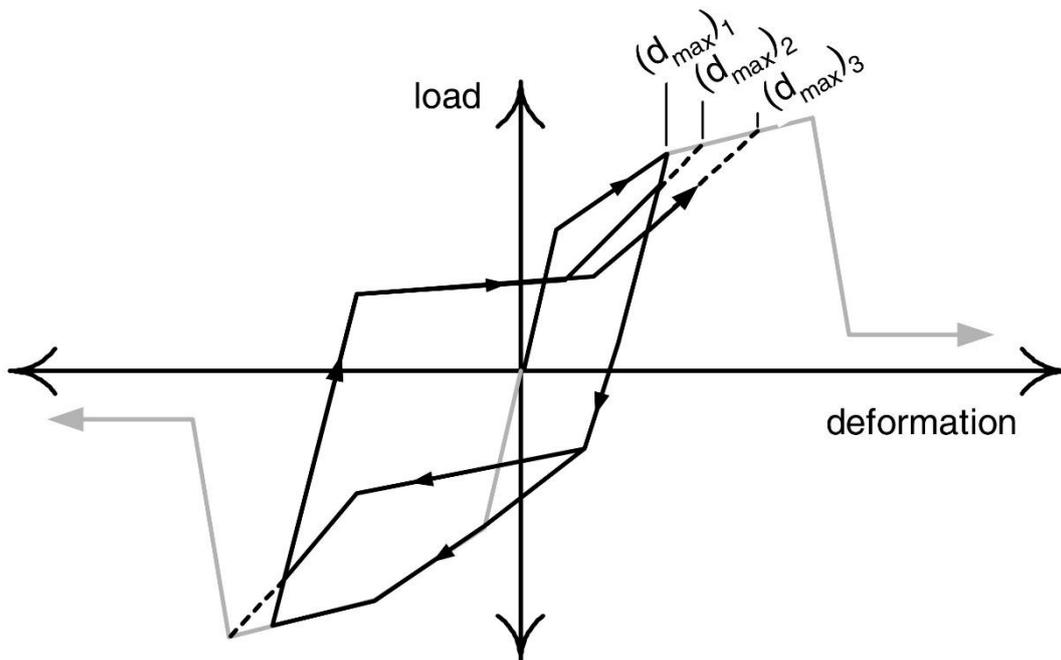


Figura 15: Degrado di  $d_{max}$  secondo il modello di Park and Ang [37]

$$E_i = \int_{load\ history} dE \quad (3.25)$$

$$E_{monotonic} = gE \int_{monotonic\ load\ history} dE \quad (3.26)$$

Dove  $gE$  è un parametro adimensionale.

Dopo aver spiegato questi parametri è possibile definire i rimanenti valori delle variabili soggette a degrado nel seguente modo:

Rigidezza in fase di scarico, Figura 16

$$k_i = k_0 \cdot (1 - \delta k_i) \quad (3.27)$$

$k_i$  è la rigidezza in fase di scarico al passo  $i$ .

$k_0$  è la rigidezza in fase di scarico iniziale, corrispondente al caso di assenza di danno.

$\delta k_i$  è il valore dell'indice di danno per la rigidezza in fase di scarico, definito secondo la (3.22).

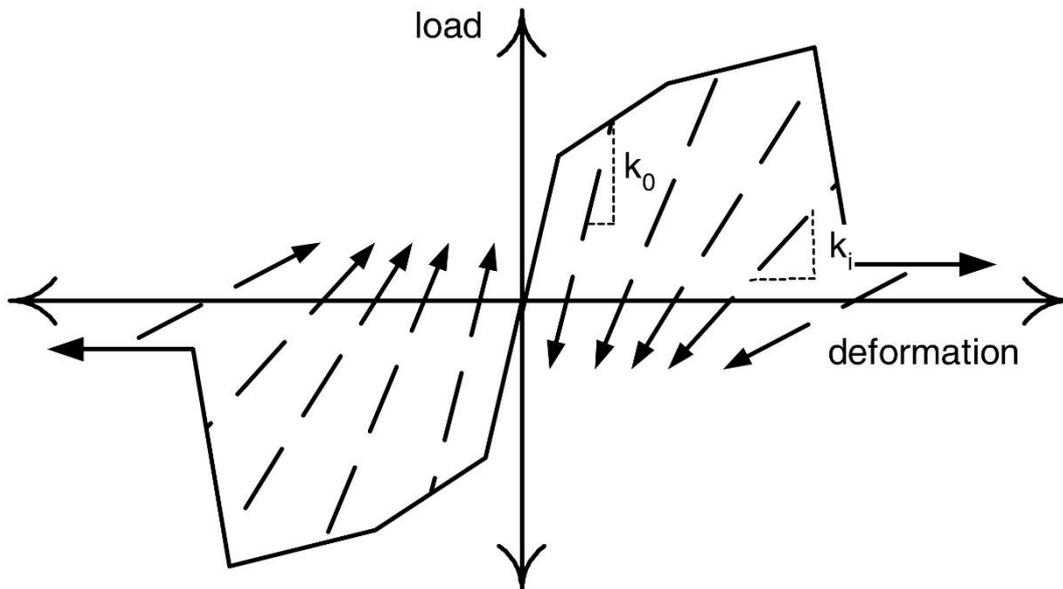


Figura 16: Rappresentazione schematica del degrado della rigidezza in fase di scarico [37]

Resistenza massima dell'involuppo, Figura 17

$$f_{max i} = f_{max 0} \cdot (1 + \delta f_i) \quad (3.28)$$

$f_{\max i}$  è la resistenza massima dell'involuppo al passo i.

$f_{\max 0}$  è la resistenza massima dell'involuppo iniziale, corrispondente al caso di assenza di danno.

$\delta f_i$  è il valore dell'indice di danno per la resistenza massima, definito secondo la (3.22).

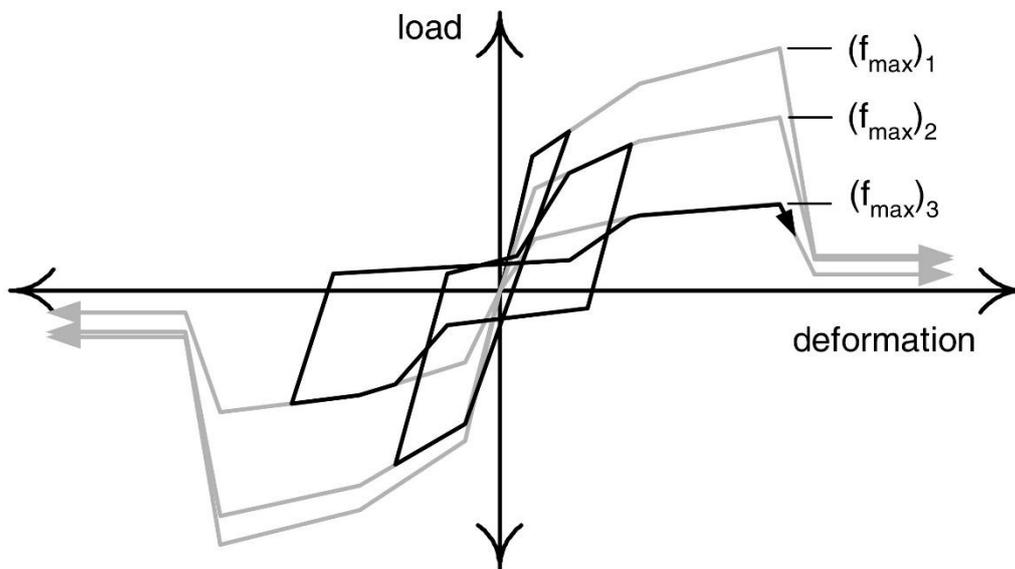


Figura 17: Rappresentazione schematica del degrado della resistenza massima [37]

Nella versione del materiale implementata su Opensees [37] è possibile per ognuna delle caratteristiche soggette a danno, assegnare un valore ai parametri secondo la corrispondenza logica della seguente Tabella 1.

Tabella 1: parametri di danno Pinching4

	$k_i$	$d_{\max i}$	$f_{\max i}$
$\alpha 1$	$\$gK1$	$\$gD1$	$\$gF1$
$\alpha 2$	$\$gK2$	$\$gD2$	$\$gF2$
$\alpha 3$	$\$gK3$	$\$gD3$	$\$gF3$
$\alpha 4$	$\$gK4$	$\$gD4$	$\$gF4$
$gLim_i$	$\$gKLim$	$\$gDLim$	$\$gFLim$

Risultano quindi sedici possibili valori da assegnare alla legge di taglio. Questa ampia scelta ha il vantaggio di consentire maggiore flessibilità nel modulare la forma della curva di carico e scarico. D'altro canto per permettere una taratura adeguata di questi parametri sono indispensabili un grande numero di prove. Nel seguito verranno trattate tre prove per la stima di questi parametri, risultando necessario diminuire il numero di parametri.

Per far ciò è stato scelto di trascurare la parte del degrado associata all'energia nella ( 3.22) ponendo per ogni caratteristica:

$$\alpha 2 = 0$$

$$\alpha 4 = 0$$

Risultano così nove parametri invece di sedici, dovendo considerare in caso contrario, anche  $gE$  della formula ( 3.26) oltre ai parametri riportati in Tabella 1.

Inoltre per ogni caratteristica si è posto:

$$\alpha 3 = 0$$

Ciò permette di annullare l'esponente al secondo fattore del primo addendo della ( 3.21) consentendo di utilizzare solo  $\alpha 1$  per ogni caratteristica. Risulta evidente che

assumendo questi valori il danneggiamento risulta costante per ogni caratteristica, risultando superflua la definizione di  $gLim_i$ , il cui valore viene posto uguale o superiore a  $\alpha_1$  per evitare problemi numerici.

Infine si decide di trascurare il degrado della resistenza ponendo anche  $gF1$  pari a 0.

I parametri su cui viene eseguita la taratura per quanto riguarda la forma dei cicli dei cicli di isteresi sono  $gK1$  e  $gD1$ .

### 3.4 Section Aggregator

Il `Section Aggregator` è un comando di Opensees che permette di associare in un'unica sezione diversi materiali appartenenti alla classe `Uniaxial Material` in un singolo modello forza-deformazione della sezione stessa.

Questo è possibile in due diversi modi:

- Unendo due materiali precedentemente definiti per descrivere il comportamento globale della sezione, come si può vedere in Figura 18, dove vengono esemplificativamente mostrate due leggi, la prima associata al comportamento a taglio, la seconda a quello flessionale.
- Unendo un materiale precedentemente definito ad una sezione già esistente, come si può vedere in Figura 19. In questo caso una legge simile a quella utilizzata in Figura 18 per descrivere il comportamento a taglio viene aggiunta ad una sezione già in predisposta per descrivere la risposta flessionale.

Il per creare questo oggetto all'interno del framework del software deve essere fornito al il seguente comando:

```
section Aggregator $secTag $matTag_i $dof_i ..... <-section $sectionTag>
```

dove le variabili hanno il significato:

- **\$secTag**        valore numerico che identifica in modo univoco l'oggetto sezione creato
- **\$matTag\_i**     valore numerico identificativo del i-esimo materiale che si vuole associare al comportamento della singola caratteristica della sollecitazione indicata da **\$dof\_i**.
- **\$dof\_i**         carattere o stringa che definisce la caratteristica della sollecitazione descritta mediante la legge associata a **\$matTag\_i**.
  - P        Sforzo normale-deformazione assiale.
  - Mz      Momento-curvatura intorno all'asse locale z della sezione.
  - Vy      Forza di taglio-scorrimento lungo l'asse locale y della sezione.
  - My      Momento-curvatura intorno all'asse locale y della sezione.
  - Vz      Forza di taglio-scorrimento lungo l'asse locale z della sezione.
  - T        Momento torcente-angolo unitario di torsione.
- **\$sectionTag**   valore numerico identificativo di una sezione precedentemente creata a cui si associa il materiale o i materiali definiti ai punti precedenti.

Si può osservare che è possibile associare con un singolo comando più leggi costitutive alla stessa sezione inserendo consecutivamente più coppie "**\$matTag\_i \$dof\_i**".

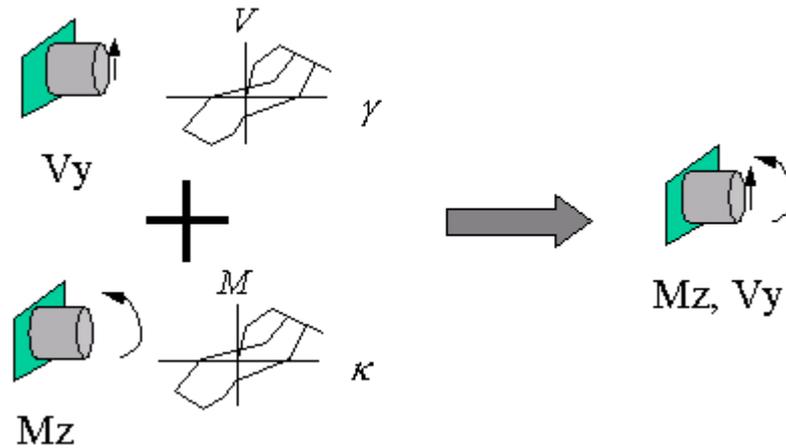


Figura 18: Rappresentazione schematica del funzionamento del comando Section Aggregator attraverso più leggi costitutive per descrivere il comportamento sezionale [41]

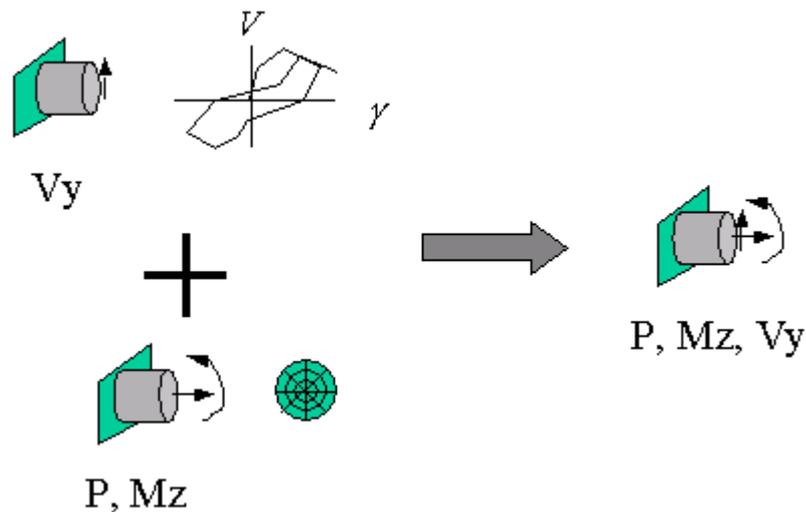


Figura 19: Rappresentazione schematica del funzionamento del comando Section Aggregator per una sezione già esistente [41]

Una questione di fondamentale importanza riguardante il comando Section Aggregator è che l'associazione, in entrambi i modi in cui è possibile realizzarla, non comporta alcun accoppiamento della risposta a livello sezionale. Ciò significa che le leggi associate alla sezione non possono interagire le une con le altre se non mediante relazioni di equilibrio, a differenza di quanto avviene, per esempio, nel

modello per il momento flettente e lo sforzo normale presentato nella sezione 3.1 che interagiscono a livello sezionale.

Senza entrare in profondità sulle basi teoriche di questo comando va infatti ricordato che esso rappresenta un'estensione del "DDM-based FE Response Sensitivity" alla classe "Section", ovvero del Discrete Differentiation Method algorithm. Attraverso questa metodologia è possibile identificare ad ogni passo dell'analisi se una delle leggi associate ha raggiunto il proprio limite di resistenza, andando a limitare tutte le caratteristiche ad essa vincolate per mezzo delle relazioni di equilibrio.

Ad esempio per il modello che si intende sviluppare, dove sono presenti solo sforzi nel piano, gli oggetti da associare sono, come anticipato in precedenza, la sezione definita con il materiale "ConcreteCM" e la legge costitutiva per la relazione tra lo sforzo di taglio e lo scorrimento angolare, definita con "Pinching4". In questo caso, come descritto da Raka et al. in [22], le relazioni di equilibrio del singolo elemento legano tra loro il momento flettente e lo sforzo di taglio facendo sì che se uno dei due raggiunge la sua condizione limite l'altro è impossibilitato ad aumentare per mantenere l'equilibrio. La legge di taglio definita nella sezione 3.3 non è però in grado di tenere in conto dell'interazione tra sforzo normale e sforzo di taglio, come sarebbe proposto dalla formula di Turnseck-Cacovic.

## 4. La calibrazione dei parametri dell'elemento a fibre mediante il confronto con test sperimentali

Per effettuare la calibrazione dei parametri del modello sono state usate sei prove, eseguite su murature di diversa tipologia. Lo sforzo è stato orientato in particolare nel determinare tutti i parametri necessari ad ottenere una buona corrispondenza in termini di inviluppo della risposta totale, degrado sia della resistenza che della rigidità.

Nello specifico vengono riportati i risultati ottenuti per tre prove in cui collasso è stato chiaramente individuato come rottura per taglio e di tre prove in cui è invece riconoscibile una tipica rottura flessionale.

Nei test 1, 2 e 3 operando il Section Aggregator da selezionatore tra la rottura a taglio e la rottura a flessione, non è possibile effettuare una taratura sui parametri associati a ConcreteCM e Concrete02, ma solo su quelli relativi a Pinching4. Per questo motivo vengono utilizzati in questi tre test dei valori derivati dai successivi test 4, 5 e 6 per assicurare il regolare funzionamento del modello senza effettuare una taratura sui parametri di ConcreteCM e Concrete02. Vengono infine riportati solo i test relativi a ConcreteCM non essendoci variazioni rispetto a quelli effettuati con Concrete02. Al contrario nei test 4, 5 e 6 non è possibile effettuare una taratura sui parametri di Pinching4, motivo per cui sono utilizzati parametri derivati dai test 1, 2 e 3.

### 4.1 Test 1: prima prova con rottura a taglio

Questa simulazione è stata effettuata su un provino testato presso il laboratorio dell'università di Pavia e che presenta le stesse caratteristiche meccaniche e lo stesso carico verticale del secondo test, ma diverse sono le caratteristiche geometriche. La descrizione dettagliata di questa prova si trova nell'articolo di

Anthione et al. [4] ed è costituita da una prova di carico orizzontale ciclica a spostamenti imposti di crescente ampiezza. Il provino ha sezione rettangolare, con base di 1000 mm e spessore di 250 mm, ed ha altezza di 1350 mm. La prova è svolta mediante l'applicazione di un carico verticale costante di 150 kN, equivalenti ad un carico uniformemente distribuito sulla faccia superiore del provino pari a  $\sigma_v = 0.6$  Mpa. Le condizioni di vincolo sono di incastro alla base e doppio pendolo in testa, essendo impedita la rotazione della sezione mediante un una trave rigida collegata a due attuatori, come mostrato nella Figura 20.

#### 4.1.1 Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del provino si è fatto riferimento alla legge sforzo deformazione proposta sempre nell'articolo [4] e riportata in Figura 21. Le caratteristiche meccaniche ricavate sono riportate in Tabella 2.

Per quanto riguarda il comportamento a Taglio si è scelto di utilizzare lo stesso percorso utilizzato da Raka et al. in [22], che verrà descritto nelle righe seguenti.

*Tabella 2: Caratteristiche meccaniche da associare al comportamento presso-flessionale di ConcreteCM per il test 1*

<b>ConcreteCM</b>				
<b>f<sub>pcc</sub></b>	<b>e<sub>pcc</sub></b>	<b>E<sub>c</sub></b>	<b>f<sub>t</sub></b>	<b>e<sub>t</sub></b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)	(%)
-6.2	-0.6	1491.0	0.18	0.015

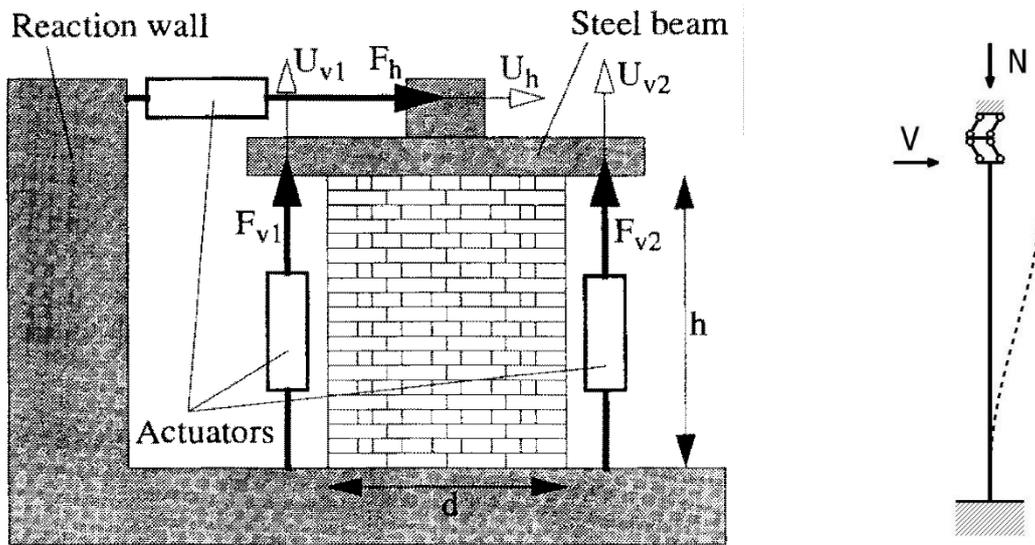


Figura 20: Rappresentazione della strumentazione utilizzata nei test 1 e 2, tratta da [4].

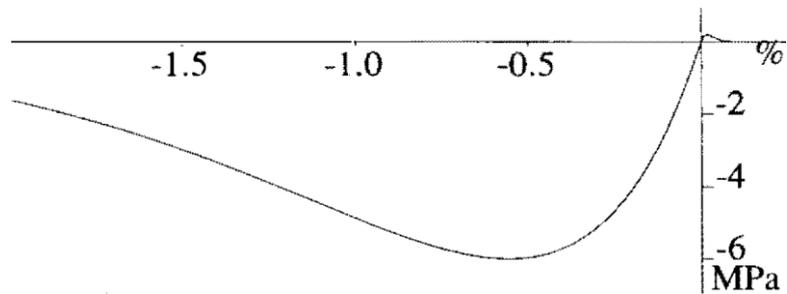


Figura 21: Legge uniassiale sforzo-deformazione della muratura, tratta da [4].

#### 4.1.2 Parametri isteretici associati a ConcreteCM

Per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte numerose analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l'esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata eseguita visivamente come confronto tra le varie prove effettuate. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 3.

Tabella 3: parametri isteretici associati a ConeteCM test 1

ConcreteCM			
rc	xrc	rt	xcrp
(-)	(-)	(-)	(-)
16	1.01	0.6	20

### 4.1.3 Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4

È necessario definire inizialmente i quattro vertici della spezzata che costituisce l'involuppo di resistenza del materiale "Pinching4".

Assumendo come riferimento la Figura 14, è possibile cominciare con la definizione delle ascisse che identificano le deformazioni. In questa fase si è scelto di adottare lo stesso percorso utilizzato da Raka et al. in [22] per quanto riguarda  $ePd_1$ ,  $ePd_2$ ,  $ePd_4$ , mentre si è optato per la strategia adottata da Peruch et al. in [24] per  $ePd_3$ .

Nello specifico, considerando i risultati ottenuti da Magenes et al. in [42], si assegna a  $ePd_3$  il valore di 0.0015.

Per quanto riguarda i valori di  $ePd_1$  e  $ePd_4$  sono stati utilizzati i valori proposti in FEMA 356 [43]. Qui si consiglia per  $ePd_1$  un valore compreso tra 0.00075 e 0.001, si è deciso dunque di prendere quello medio tra i due estremi:

$$ePd_1 = \frac{0.00075 + 0.001}{2} = 0.000875$$

Per  $ePd_4$  si è scelto di far variare il valore in modo da ottenere i migliori risultati. infine è stato assunto  $ePd_2$  come media tra i valori di  $ePd_1$  e  $ePd_3$ .

Per quanto riguarda le resistenze, si assegna al punto  $ePf_3$  il valore di picco utilizzando quello fornito della formula di Turnseck-Cacovic.

Il valore del punto  $ePf_1$  è stato posto ad un valore pari all'80% di  $ePf_3$ , diversamente da quanto fatto in [22], dove era stato assunto il 90%, e da quanto fatto in [24], dove era stato impiegato il 60%, per prendere un valore che rappresenti un buon compromesso tra quelli assunti in lavori che hanno portato ad ottimi risultati. La

scelta di questo punto infatti non influenza in grande misura i risultati finali delle analisi.

Anche per quanto riguarda il punto  $ePf_4$  non c'è univocità di definizione, essendo stato posto pari al 20% di  $ePf_3$  in [22], mentre in [24] è stato assunto un valore pari al 50% di  $ePf_3$ . In questo caso si è utilizzato un valore variabile di  $ePf_4$  un valore come percentuale di  $ePf_3$  per cercare una possibile correlazione con i valori della tensione media agente.

Infine, noti questi parametri, è stato calcolato il valore di  $ePf_2$  per far sì che il punto di coordinate  $(ePd_2, ePf_2)$  giaccia sulla congiungente i punti  $(ePd_1, ePf_1)$  e  $(ePd_3, ePf_3)$ . Essendo questa un segmento di retta si ottiene:

$$ePf_2 = ePf_1 + \frac{(ePf_3 - ePf_1)}{(ePd_3 - ePd_1)}(ePd_2 - ePd_1)$$

Per quanto riguarda la parte negativa, questa è stata assunta simmetricamente rispetto all'origine ed è quindi stata ottenuta inserendo i valori conseguiti per la parte positiva dell'involuppo cambiati di segno.

L'involuppo della legge di taglio così ottenuto è stato riportato in Figura 22; mentre i valori dei punti precedentemente definiti sono riportati in Tabella 4.

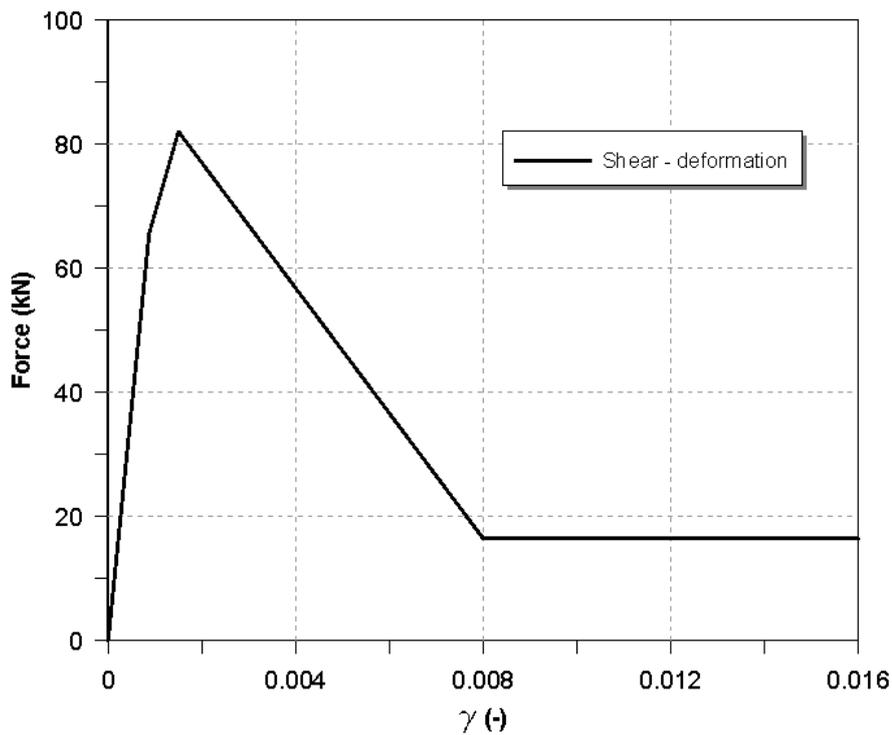


Figura 22: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 1

Tabella 4: caratteristiche meccaniche Pinching4 test 1

Pinching4							
V1	V2	V3	V4	g1	g2	g3	g4
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(%)	(%)	(%)
65.7	73.9	82.1	16.41746	0.0875	0.11875	0.15	0.8

#### 4.1.4 Parametri isteretici associati a Pinching4

Come visto per il “ConcreteCM” nel paragrafo 4.1.2, per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l’esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata operata visivamente come confronto tra le varie prove eseguite. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 5 e derivano dai Test 4, 5 e 6.

Tabella 5: parametri isteretici Pinching4 test 1

Pinching4				
rDispP	rForceP	uForceP	gK1	gD1
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.4	0.6	-0.8	0.8	0.1

I parametri così ottenuti sono diversi da quelli conseguiti da Raka et al. [22] dove erano stati mantenuti quelli di default del calcestruzzo riportati da Lowes et al. [37].

#### 4.1.5 Risultati test 1

I risultati dell'analisi sono riportati in Figura 23. Essi mostrano una buona corrispondenza per quanto riguarda la resistenza di picco e la forma dell'involuppo. Si nota inoltre come le analisi sperimentali seguano in modo fedele l'andamento della prova sperimentale anche durante la fase di scarico di ogni ciclo.

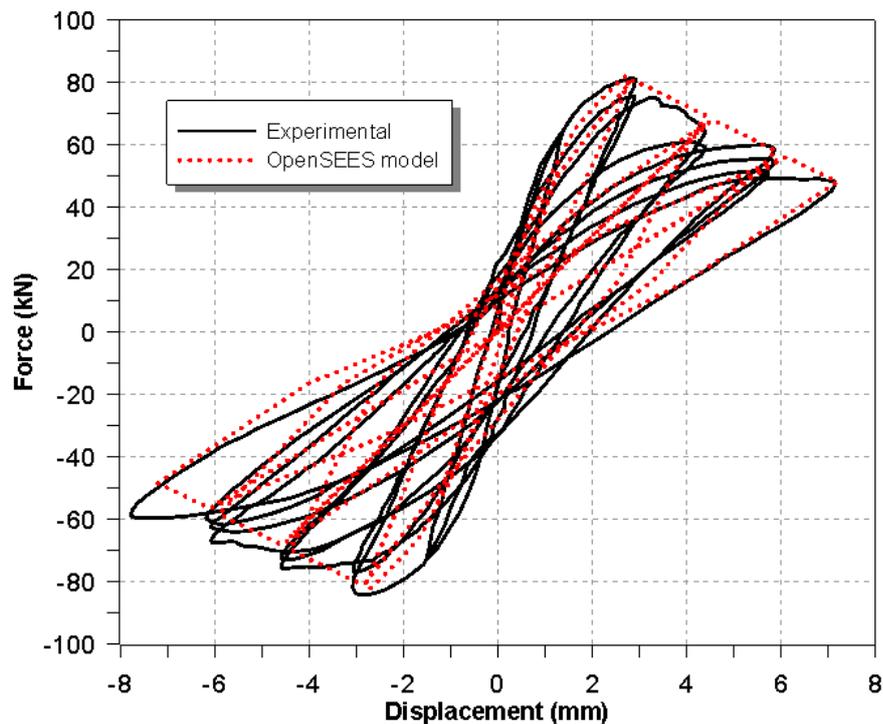


Figura 23: Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 1, dati sperimentali [4] vs risultati numerici

## 4.2 Test 2: seconda prova con rottura a taglio

Anche in questo caso il provino oggetto delle analisi è stato testato a Pavia presso il laboratorio dell'EUCENTRE Foundation. Le caratteristiche meccaniche sono in questo caso diverse per via della tipologia di malta e dei blocchi utilizzati. Il carico verticale per unità di superficie è in questo caso maggiore rispetto ai test precedenti e il provino presenta inoltre diverse dimensioni geometriche. La descrizione dettagliata di questa prova si trova nell'articolo di Morandi et al. [5] ed è costituita come le precedenti da una prova di carico orizzontale ciclica a spostamenti imposti di crescente ampiezza. Il provino ha sezione rettangolare, con base di 2500 mm e spessore di 350 mm, ed ha altezza di 2000 mm. La prova è svolta mediante l'applicazione di un carico verticale uniformemente distribuito  $\sigma_v$  costante paria a 0.70 Mpa. Le condizioni di vincolo sono come nei test precedenti di incastro alla base e doppio pendolo in testa, essendo impedita la rotazione della sezione mediante un una trave rigida collegata a due attuatori, in maniera concettualmente identica ai test 1 e 2, ma con una strumentazione diversa come mostrato in Figura 24 e 25.

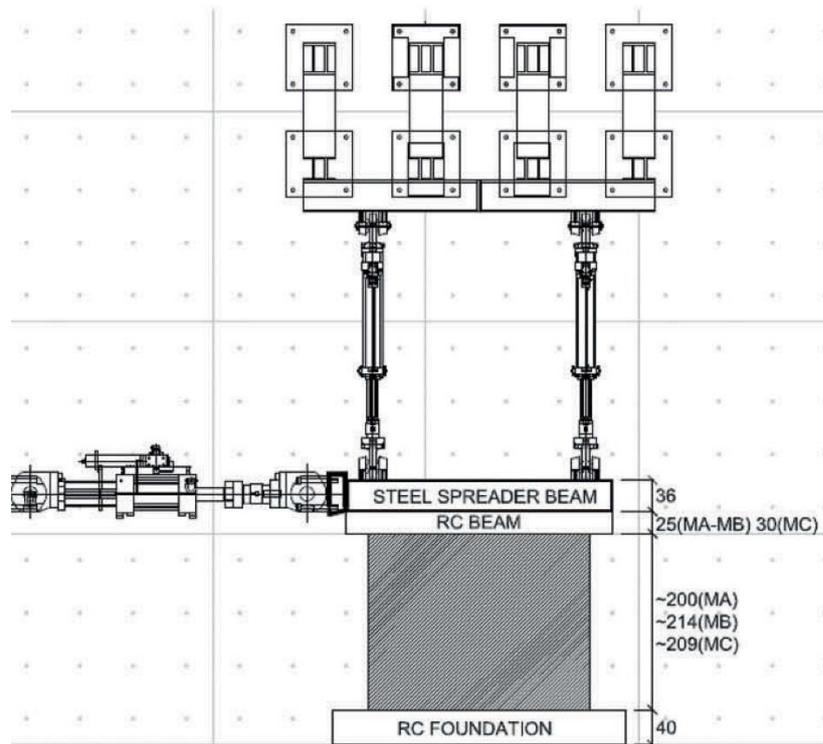


Figura 24: strumentazione utilizzata per l'esecuzione del test 3 [5]

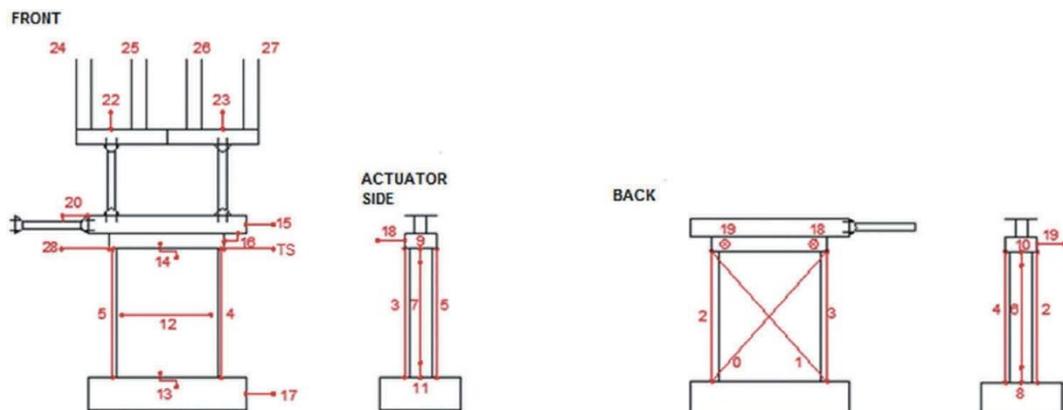


Figura 25: rappresentazione schematica della strumentazione di misura [5]

#### 4.2.1 Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del provino si è fatto riferimento, alle caratteristiche riportate nell'articolo [5] e a considerazioni legate ai successivi test 4, 5 e 6. Le caratteristiche sono riportate in Tabella 6.

Tabella 6: Caratteristiche meccaniche da associare al comportamento presso-flessionale di ConcreteCM per il test 2

ConcreteCM				
<b>fpcc</b>	<b>epcc</b>	<b>Ec</b>	<b>ft</b>	<b>et</b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)	(%)
-9.5	-0.6	10800.0	0.41	0.015

#### 4.2.2 Parametri isteretici associati a ConcreteCM

Per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l'esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata eseguita visivamente come confronto tra le varie prove effettuate. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 7, essendo gli stessi del test 1.

Tabella 7: parametri isteretici associati a ConcreteCM test 2

ConcreteCM			
<b>rc</b>	<b>xrc</b>	<b>rt</b>	<b>xcrp</b>
(-)	(-)	(-)	(-)
16	1.01	0.6	20

#### 4.2.3 Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4

Le caratteristiche meccaniche relative al materiale "Pinching4" sono state ottenute mediante gli stessi passaggi riportati al punto 4.1.3, Figura 26, ma i valori del taglio resistente sono in questo caso differenti. Infatti nella formula di Turnseck-Cacovic è possibile notare che tra le due prove differiscono la resistenza a trazione, il termine  $b$  e le dimensioni geometriche, variando tra i due test la snellezza dei campioni; i valori sono riportati in Tabella 8.

Tabella 8: caratteristiche meccaniche Pinching4 test 2

Pinching4							
V1	V2	V3	V4	g1	g2	g3	g4
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(%)	(%)	(%)
479.8	539.8	599.8	90.0	0.1	0.1	0.2	0.7

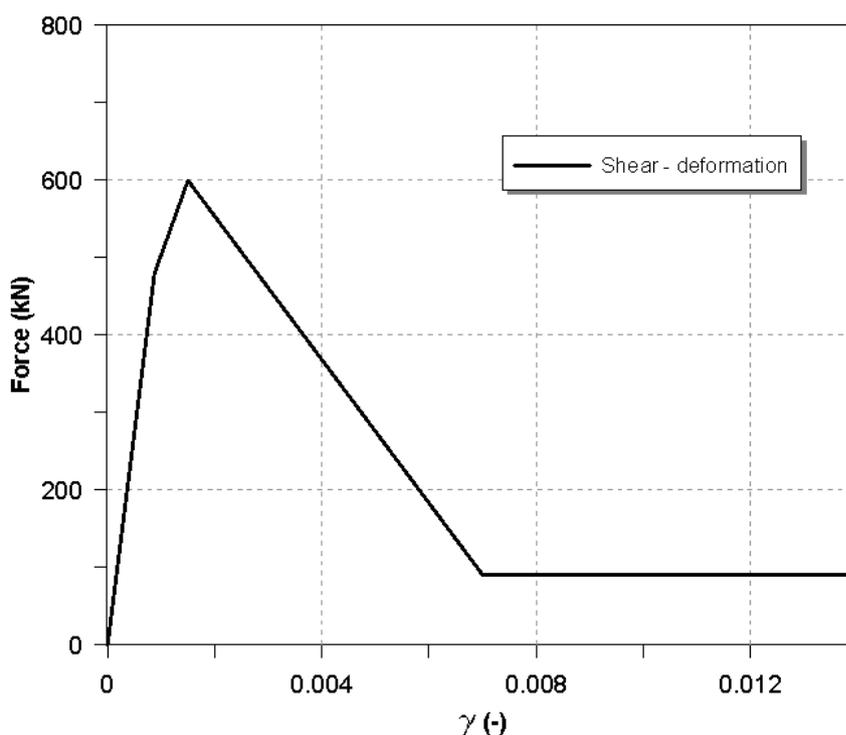


Figura 26: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 2

#### 4.2.4 Parametri isteretici associati a Pinching4

Come visto per il “ConcreteCM” nel paragrafo 4.1.2, per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l’esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata effettuata visivamente come confronto tra le varie prove eseguite. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 9.

Tabella 9: parametri isteretici Pinching4 test 2

Pinching4				
rDispP	rForceP	uForceP	gK1	gD1
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.4	0.6	-0.9	0.8	0.1

#### 4.2.5 Risultati test 2

I risultati dell'analisi sono riportati in Figura 27. Essi mostrano una sovrastima per quanto riguarda la resistenza di picco e la forma dell'involuppo. Si nota inoltre come le analisi sperimentali seguano in modo fedele l'andamento della prova sperimentale anche durante la fase di scarico di ogni ciclo.

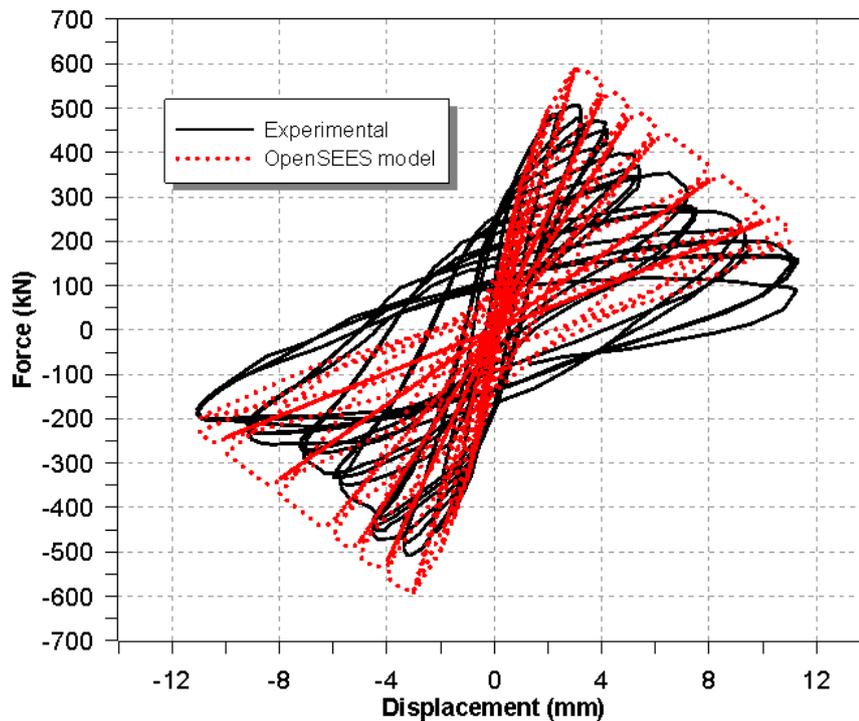


Figura 27: Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 2, dati sperimentali [5] vs risultati numerici

### 4.3 Test 3: terza prova con rottura a taglio

Anche in questo caso il provino oggetto delle analisi è stato testato a Pavia presso il laboratorio dell'EUCENTRE Foundation. Le caratteristiche meccaniche sono in questo caso diverse per via della tipologia di malta e dei blocchi utilizzati. Il carico verticale per unità di superficie è in questo caso maggiore rispetto ai test precedenti e il provino presenta inoltre diverse dimensioni geometriche. La descrizione dettagliata di questa prova si trova nell'articolo di Morandi et al. [5] ed è costituita come le precedenti da una prova di carico orizzontale ciclica a spostamenti imposti di crescente ampiezza. Il provino ha sezione rettangolare, con base di 1350 mm e spessore di 350 mm, ed ha altezza di 2088 mm. La prova è svolta mediante l'applicazione di un carico verticale uniformemente distribuito  $\sigma_v$  costante paria a 0.61 Mpa. Le condizioni di vincolo sono come nei test precedenti di incastro alla base e doppio pendolo in testa, essendo impedita la rotazione della sezione mediante un una trave rigida collegata a due attuatori, in maniera concettualmente identica ai test 1 e 2, ma con una strumentazione diversa come mostrato in Figura 17 e 18.



Figura 28: Situazione del provino al termine del test 3, tratta da [3]

#### 4.3.1 Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del provino si è fatto riferimento, alle caratteristiche riportate nell'articolo [5] e a considerazioni legate ai successivi test 4, 5 e 6. Le caratteristiche sono riportate in Tabella 10.

Tabella 10: Caratteristiche meccaniche da associare al comportamento presso-flessionale di ConcreteCM per il test 3

<b>ConcreteCM</b>				
<b>f<sub>pcc</sub></b>	<b>e<sub>pcc</sub></b>	<b>E<sub>c</sub></b>	<b>f<sub>t</sub></b>	<b>e<sub>t</sub></b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)	(%)
-8.3	-0.6	7600.0	0.32	0.015

### 4.3.2 Parametri isteretici associati a ConcreteCM

Per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l'esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata eseguita visivamente come confronto tra le varie prove effettuate. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 11, essendo gli stessi del test 1.

*Tabella 11: parametri isteretici associati a ConcreteCM test 3*

<b>ConcreteCM</b>			
<b>rc</b>	<b>xrc</b>	<b>rt</b>	<b>xcrp</b>
(-)	(-)	(-)	(-)
16	1.01	0.6	20

### 4.3.3 Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4

Le caratteristiche meccaniche relative al materiale “Pinching4” sono state ottenute mediante gli stessi passaggi riportati al punto 4.1.3, Figura 29, ma i valori del taglio resistente sono in questo caso differenti. I valori ottenuti con la formula di Turnseck-Cacovic sono riportati in Tabella 12.

*Tabella 12: caratteristiche meccaniche Pinching4 test 3*

<b>Pinching4</b>							
<b>V1</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>V4</b>	<b>g1</b>	<b>g2</b>	<b>g3</b>	<b>g4</b>
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(%)	(%)	(%)
140.2	157.8	175.3	35.1	0.1	0.1	0.2	0.8

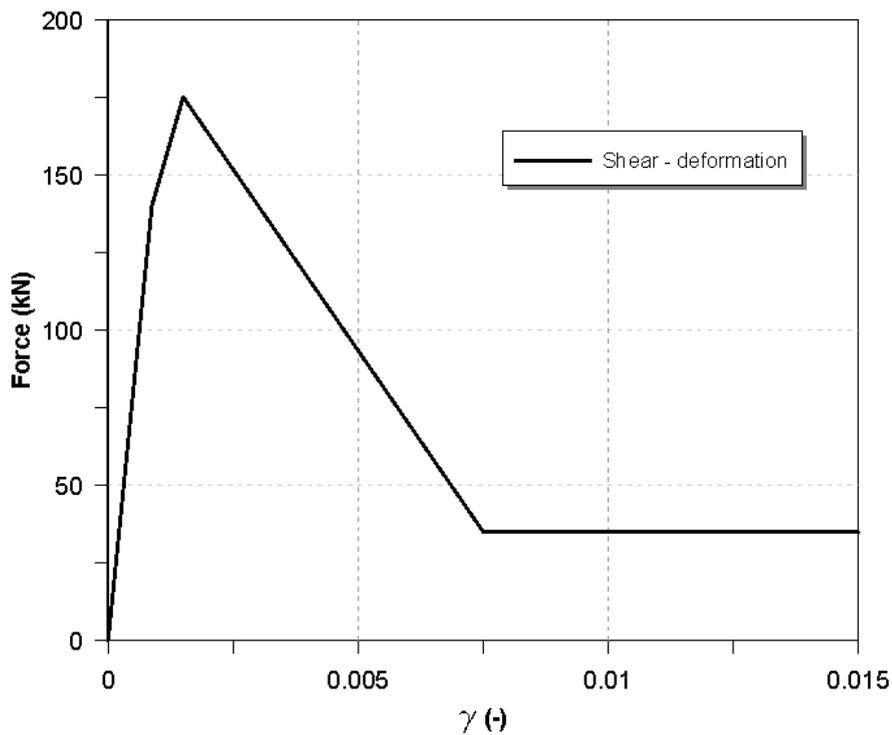


Figura 29: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 3

#### 4.3.4 Parametri isteretici associati a Pinching4

Come visto per il “ConcreteCM” nel paragrafo 4.1.2, per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l’esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata effettuata visivamente come confronto tra le varie prove eseguite. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 13.

Tabella 13: parametri isteretici Pinching4 test 3

Pinching4				
rDispP	rForceP	uForceP	gK1	gD1
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.4	0.6	-0.8	0.8	0.1

### 4.3.5 Risultati test 3

I risultati dell'analisi sono riportati in Figura 30. Essi mostrano una buona corrispondenza per quanto riguarda la resistenza di picco e la forma dell'involuppo. Si nota inoltre come le analisi sperimentali seguano in modo fedele l'andamento della prova sperimentale anche durante la fase di scarico di ogni ciclo.

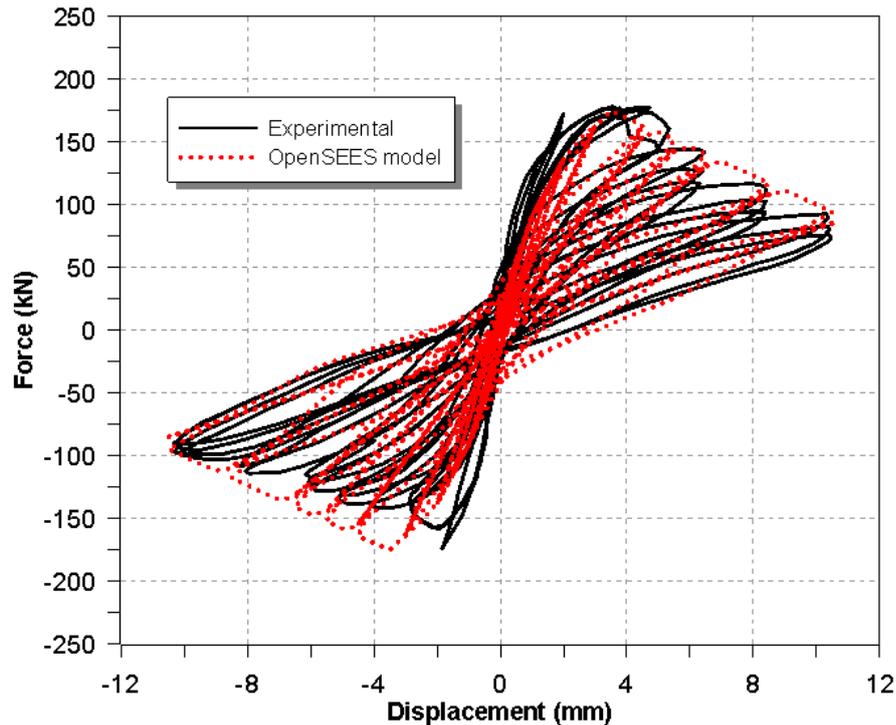


Figura 30: Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 3, dati sperimentali [5] vs risultati numerici

## 4.4 Relazione tra tensione normale media e parametri di Pinching4

Alla luce di quanto emerso nelle analisi relative ai primi tre test si riportano i valori dei parametri variando i quali è stato possibile differenziare le tre modellazioni per ottenere dei risultati il più possibile fedeli alla realtà.

Tabella 14: variazione parametri Pinching4

	Pinching4			
	$\sigma_v$ (MPa)	coef_V4 (-)	g4 (%)	uForceP (-)
<b>Test 1</b>	0.60	0.25	0.80	-0.8
<b>Test 2</b>	0.70	0.15	0.75	-0.9
<b>Test 3</b>	0.61	0.20	0.75	-0.8

Tra questi parametri è possibile determinare una relazione in funzione di  $\sigma_v$ . Non vengono considerate in questa fase i test relativi alle rotture flessionali in quanto, agendo il Section Agregator come uno switch, i parametri in questione non influenzano né la resistenza del muro né l'ampiezza dei cicli nelle analisi, essendo questa dominata dal compramento flessionale.

Avendo a disposizione i valori per sole tre prove non è possibile stabilire il corretto andamento della curva che regola il rapporto tra di essi, per questo motivo si è scelto di utilizzare delle relazioni lineari.

È necessario osservare che queste relazioni possono dare dei valori non accettabili per tensioni verticali al di fuori dell'intervallo costituito dalle prove stesse, cioè tra 0.6 MPa e 0.7 MPa. Per questo motivo sono consigliati dei valori estremi per ogni parametro.

Nello specifico le relazioni sono le seguenti:

- $coef_{V4} = -0.8242\sigma_v + 0.7247$  Figura 31  
 $coef_{V4}$  non superiore a 0.8  
 $coef_{V4}$  non inferiore a 0.15
- $g_4(\%) = -0.3022\sigma_v + 0.9591$  Figura 32  
 $g_4(\%)$  non superiore a 1.0  
 $g_4(\%)$  non inferiore a 0.7
- $uForce = -1.044\sigma_v - 0.1687$  Figura 33  
 $uForce$  non superiore a 0.9  
 $uForce$  non inferiore a -0.9

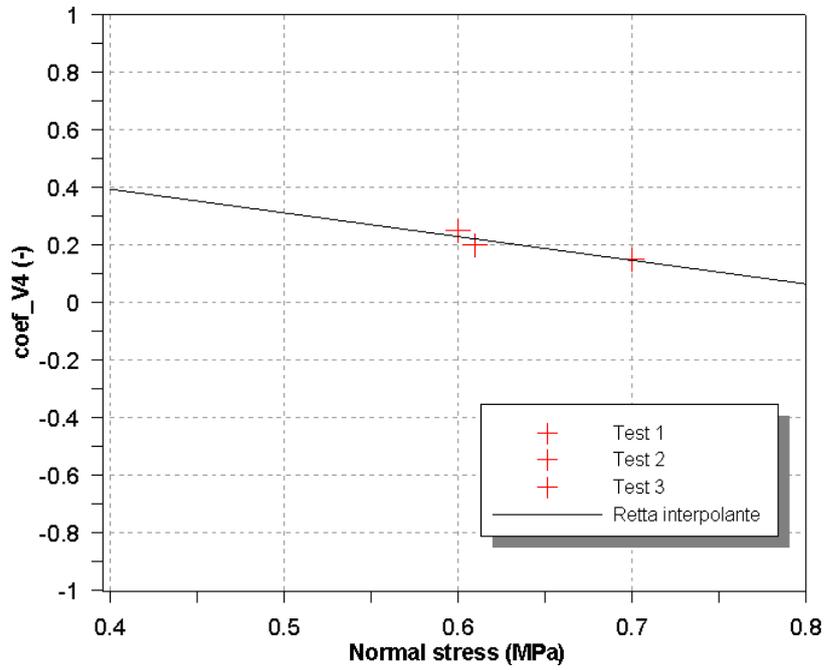


Figura 31

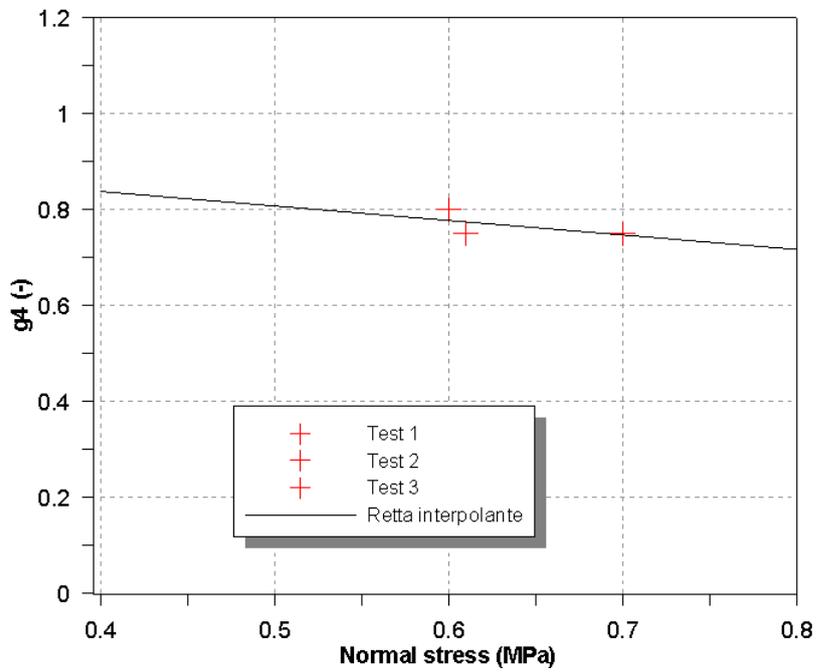


Figura 32

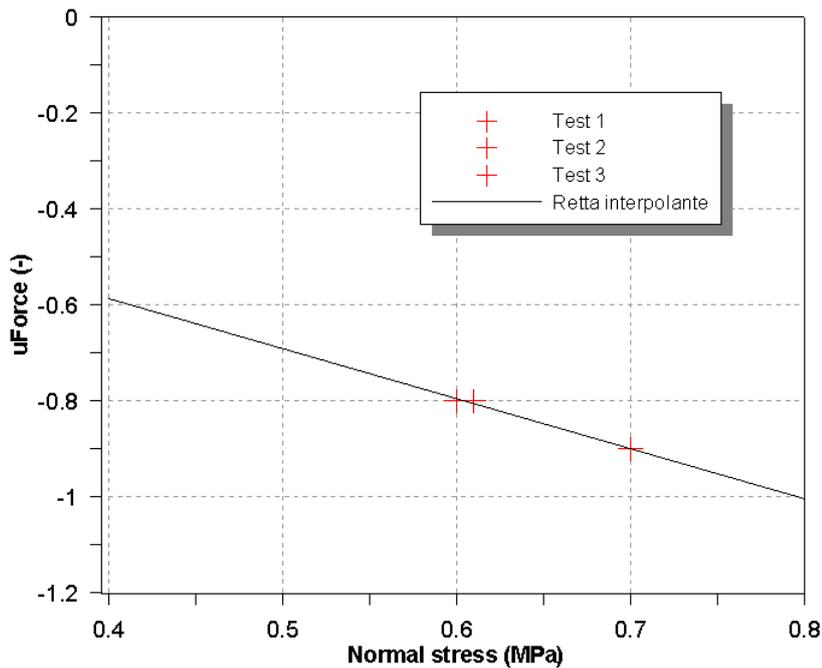


Figura 33

## 4.5 Premessa ai test eseguiti su campioni che presentano rottura flessionale

Nei seguenti paragrafi si illustrano i risultati ottenuti per prove sperimentali in cui è identificabile chiaramente una rottura di tipo flessionale. Per questi test sono stati utilizzati due differenti materiali, come anticipato in precedenza: ConcreteCM e Concrete02. In entrambi i casi si è visto come l'influenza sulla forma dei parametri che sono stati fatti variare non è evidente come nel caso di quelli utilizzati per Pinching4 nei primi tre Test. Per questo motivo sono stati individuati degli intervalli all'interno dei quali è possibile scegliere i valori, mantenendo risultati molto simili tra loro e adeguati alla rappresentazione del comportamento dei test eseguiti. L'unico valore che è stato mantenuto fisso è  $E_{ts}$  per Concrete02. La determinazione di questo valore richiederebbe infatti complesse analisi specifiche, mentre in questo lavoro si è scelto in forma semplificata di prendere il valore che permette di approssimare al meglio tutti i test che seguono e le prove condotte sulla struttura di cui si parlerà al capitolo 5.

Per ConcreteCm i valori limite sono riportati in Tabella 15 mentre per Concrete02 in Tabella 16.

Tabella 15: intervalli parametri taratura ConcreteCM

	ConcreteCM			
	rc	xrc	rt	xcrp
	(-)	(-)	(-)	(-)
<b>min</b>	10	1.005	0.6	12
<b>Max</b>	16	1.010	0.8	20

Tabella 16: intervalli parametri taratura Concrete02

	Concrete02	
	lambda	E_ts
	(Mpa)	(Mpa)
<b>min</b>	0.15	30.0
<b>Max</b>	0.30	30.0

## 4.6 Test 4: prima prova con rottura flessionale

Questa simulazione è stata effettuata sempre presso il laboratorio dell'università di Pavia ed è presentata nel medesimo articolo di Anthione et al. [4] in cui è presente il test 1. Presenta peraltro le stesse caratteristiche meccaniche e lo stesso carico, ma ha diverse caratteristiche geometriche. Anche in questo caso la prova viene eseguita mediante l'imposizione di spostamenti ciclici in testa al provino di crescente ampiezza ottenuti mediante l'applicazione di un carico orizzontale ciclico. Il provino presenta sezione rettangolare, con medesime dimensioni del test 1, base di 1000 mm e spessore di 250 mm, ma in questo caso ha altezza di 2000 mm. La prova è svolta sempre mediante l'applicazione di un carico verticale costante di 150 kN, equivalenti ad un carico uniformemente distribuito sulla faccia superiore del

provino pari a  $\sigma_v = 0.6$  Mpa. Le condizioni di vincolo sono di incastro alla base e doppio pendolo in testa, essendo impedita la rotazione della sezione mediante un una trave rigida collegata a due attuatori, come mostrato in Figura 20.

#### 4.6.1 Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del provino si è fatto riferimento, come nel caso precedente, alla legge sforzo deformazione proposta nell'articolo [4] e riportata in Figura 21. Le caratteristiche meccaniche risultano pertanto le medesime di quelle del test 1, le si trova quindi riportate in Tabella 17.

Tabella 17: Caratteristiche meccaniche da associare al comportamento presso-flessionale di ConcreteCM per il test 4

ConcreteCM				
<b>fpcc</b>	<b>epcc</b>	<b>Ec</b>	<b>ft</b>	<b>et</b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)	(%)
-6.2	-0.6	1491.0	0.18	0.015

#### 4.6.2 Parametri isteretici associati a ConcreteCM

Per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l'esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata eseguita visivamente come confronto tra le varie prove eseguite. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 18.

Tabella 18: parametri isteretici associati a ConcreteCM test 4

ConcreteCM			
<b>rc</b>	<b>xrc</b>	<b>rt</b>	<b>xcrp</b>
(-)	(-)	(-)	(-)
16	1.01	0.6	20

### 4.6.3 Parametri associati a Concrete02

Per Concrete02 sono state utilizzate le stesse caratteristiche meccaniche riportate nella Tabella 19 per ConcreteCM. A queste vanno aggiunte **fpcu** e **epcu**.

Per **fpcu**, la resistenza ultima residua della muratura, si è preso il 60% della resistenza di picco della muratura **fpcc**, rappresentando questo valore un buon compromesso per la modellazione di tutti e tre i test con rottura a flessione, oltre che a dare ottimi risultati anche nelle analisi sulla struttura modellata nel capitolo 5. Per **epcu**, la deformazione per cui si raggiunge la resistenza ultima **fpcu**, si è preso il doppio della deformazione relativa alla resistenza massima, essendo questo un valore usuale per la muratura.

Tabella 19: caratteristiche e parametri Concrete02 test 4

Concrete02			
<b>fpcu</b>	<b>epcu</b>	<b>lambda</b>	<b>E_ts</b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)
-3.7	-1.2	0.2	30

### 4.6.4 Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4

Le caratteristiche meccaniche relative al materiale “Pinching4” sono state ottenute mediante gli stessi passaggi riportati al punto 4.1.3, Figura 34, ma i valori del taglio resistente sono in questo caso differenti. I valori sono ottenuti mediante la formula di Turnseck-Cacovic sono riportati in Tabella 20.

Tabella 20: caratteristiche meccaniche Pinching4 test 4

Pinching4							
<b>V1</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>V4</b>	<b>g1</b>	<b>g2</b>	<b>g3</b>	<b>g4</b>
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(%)	(%)	(%)
58.3	65.5	72.8	18.2	0.0875	0.11875	0.15	0.8

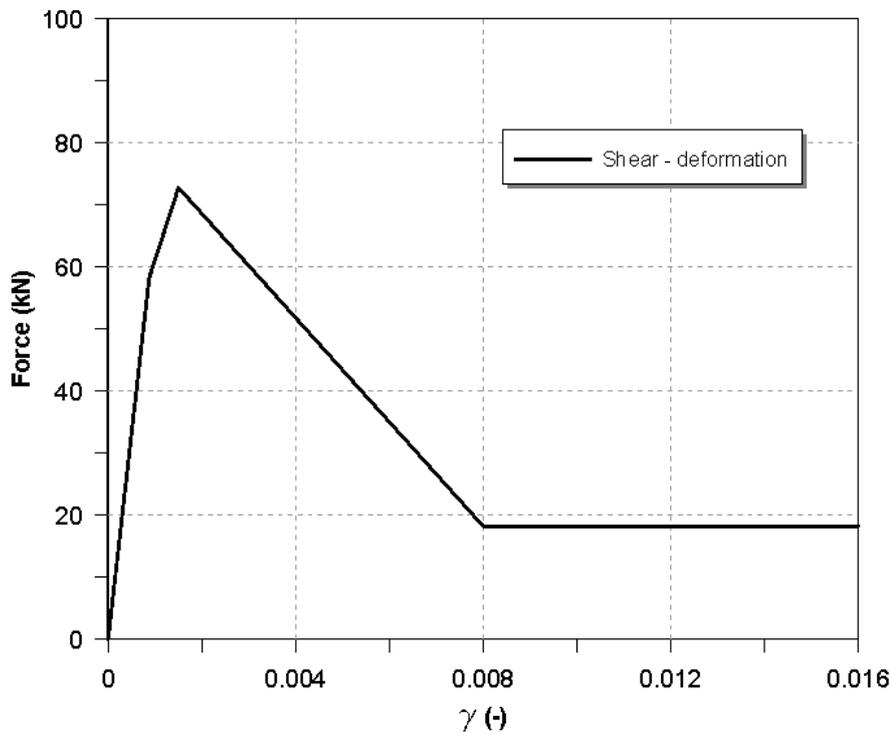


Figura 34: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 4

#### 4.6.5 Parametri isteretici associati a Pinching4

Come visto per il “ConcreteCM” nel paragrafo 4.1.2, per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l’esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata eseguita visivamente come confronto tra le varie prove eseguite. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 21.

Tabella 21: parametri isteretici Pinching4 test 4

Pinching4				
rDispP	rForceP	uForceP	gK1	gD1
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.4	0.6	-0.8	0.8	0.1

#### 4.6.6 Risultati test 4

I risultati dell'analisi sono riportati in Figura 35 e 36. Essi mostrano una buona corrispondenza per quanto riguarda la resistenza di picco e la forma dell'involuppo. Si nota inoltre come le analisi sperimentali seguano in modo fedele l'andamento della prova sperimentale anche durante la fase di scarico di ogni ciclo.

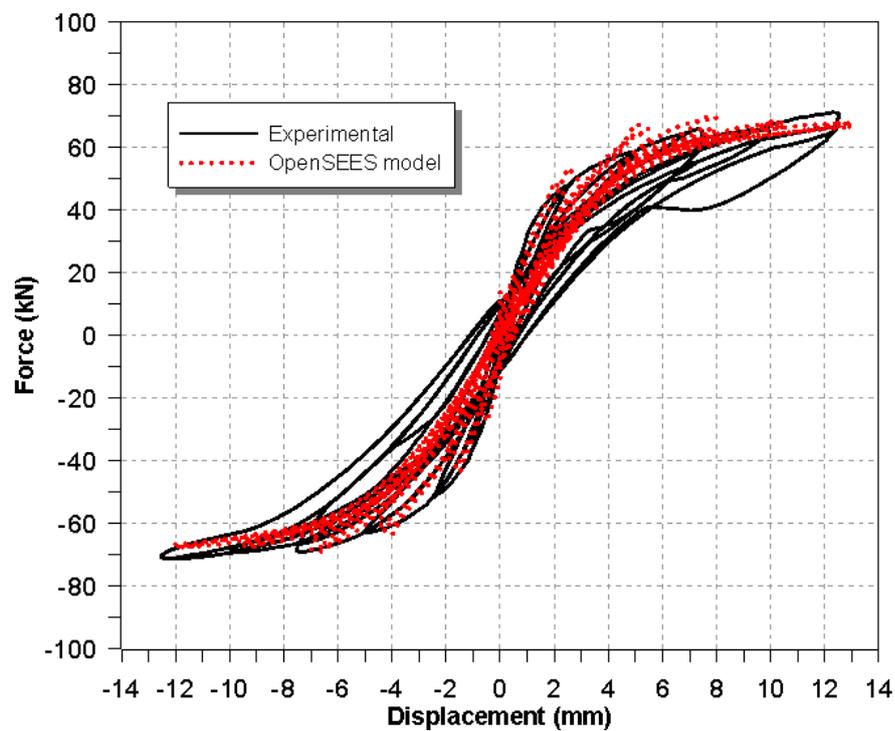


Figura 35: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 4, dati sperimentali [4] vs risultati numerici

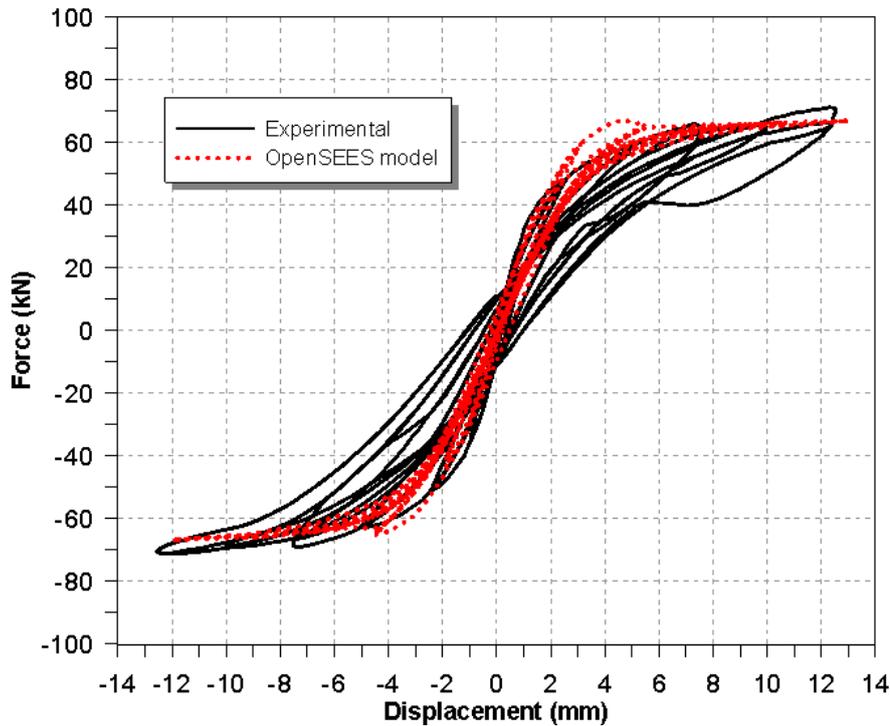


Figura 36: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 4, dati sperimentali [4] vs risultati numerici

## 4.7 Test 5: seconda prova con rottura a flessione

Anche in questo caso il provino oggetto delle analisi è stato testato a Pavia presso il laboratorio dell'EUCENTRE Foundation. Le caratteristiche meccaniche sono in questo caso diverse per via della tipologia di malta e dei blocchi utilizzati. Il carico verticale per unità di superficie è in questo caso maggiore rispetto ai test precedenti e il provino presenta inoltre diverse dimensioni geometriche. La descrizione dettagliata di questa prova si trova nell'articolo di Morandi et al. [2] ed è costituita come le precedenti da una prova di carico orizzontale ciclica a spostamenti imposti di crescente ampiezza. Il provino è il CS05 ed ha sezione rettangolare, con base di 1250 mm e spessore di 175 mm, ed ha altezza di 2500 mm. La prova è svolta mediante l'applicazione di un carico verticale uniformemente distribuito  $\sigma_v$ , costante paria a 1.0 Mpa. Le condizioni di vincolo sono come nei test precedenti di incastro alla base e doppio pendolo in testa, essendo impedita la rotazione della sezione

mediante un una trave rigida collegata a due attuatori, in maniera concettualmente identica ai test 1 e 2, ma con una strumentazione diversa come mostrato in Figura 37.



Figura 37: Situazione del provino al termine del test 4, tratta da [2]

#### 4.7.1 Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del provino si è fatto riferimento, ai dati riportati nel lavoro di Magenes et al. [2] e nel lavoro di [44]. Le caratteristiche meccaniche risultano pertanto quelle riportate in Tabella 22.

Tabella 22: Caratteristiche meccaniche da associare al comportamento presso-flessionale di ConcreteCM per il test 5

<b>ConcreteCM</b>				
<b>f<sub>pcc</sub></b>	<b>e<sub>pcc</sub></b>	<b>E<sub>c</sub></b>	<b>f<sub>t</sub></b>	<b>e<sub>t</sub></b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)	(%)

---

-6.2            -0.7            4182.0            0.27            0.015

---

### 4.7.2 Parametri isteretici associati a ConcreteCM

Per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l'esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata eseguita visivamente come confronto tra le varie prove eseguite. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 23, essendo gli stessi del test 1.

*Tabella 23: parametri isteretici associati a ConcreteCM test 5*

<b>ConcreteCM</b>			
<b>rc</b>	<b>xrc</b>	<b>rt</b>	<b>xcrp</b>
(-)	(-)	(-)	(-)
16	1.01	0.6	20

### 4.7.3 Parametri associati a Concrete02

Come per il Test 4, sono state utilizzate le stesse caratteristiche meccaniche relative a per ConcreteCM, Tabella 22. Anche i valori di **fpcu** e **epcu** sono stati stimati come visto al paragrafo 4.6.3

I valori sono riportati nella seguente Tabella 24.

*Tabella 24: caratteristiche e parametri Concrete02 test 5*

<b>Concrete02</b>			
<b>fpcu</b>	<b>epcu</b>	<b>lambda</b>	<b>E_ts</b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)
-3.7	-1.4	0.2	30

#### 4.7.4 Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4

Le caratteristiche meccaniche relative al materiale “Pinching4” sono state ottenute mediante gli stessi passaggi riportati al punto 4.1.3, Figura 35, ma i valori del taglio resistente sono in questo caso differenti. I valori sono ottenuti mediante la formula di Turnseck-Cacovic sono riportati in Tabella 25.

Tabella 25: caratteristiche meccaniche Pinching4 test 5

Pinching4							
V1	V2	V3	V4	g1	g2	g3	g4
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(%)	(%)	(%)
65.7	73.9	82.1	16.41746	0.0875	0.11875	0.15	0.8

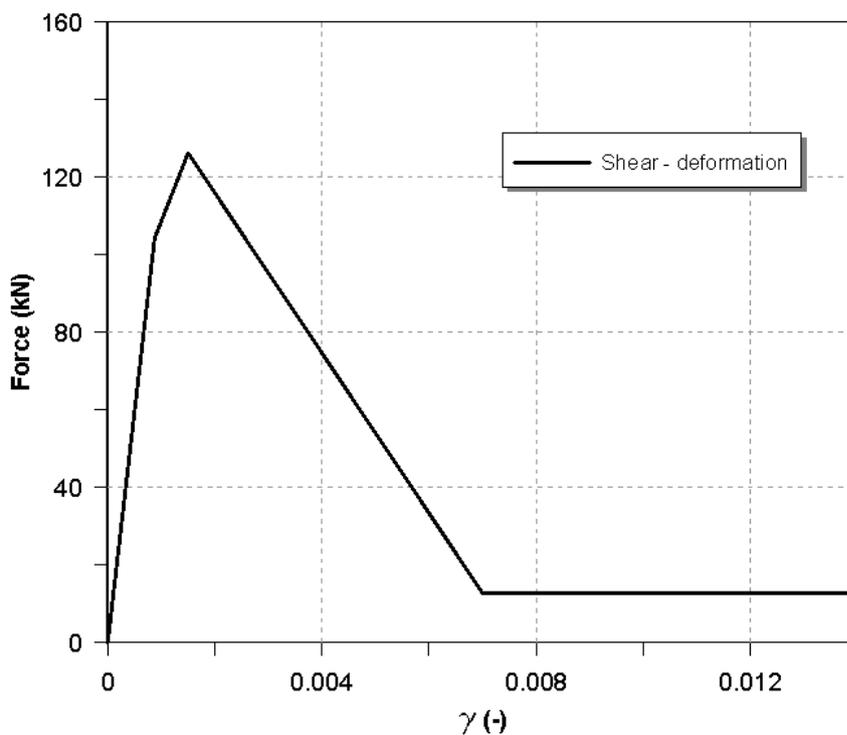


Figura 38: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 5

#### 4.7.5 Parametri isteretici associati a Pinching4

Come visto per il “ConcreteCM” nel paragrafo 4.1.2, per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l’esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata eseguita visivamente come confronto tra le varie prove eseguite. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 26.

*Tabella 26: parametri isteretici Pinching4 test 5*

<b>Pinching4</b>				
<b>rDispP</b>	<b>rForceP</b>	<b>uForceP</b>	<b>gK1</b>	<b>gD1</b>
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.4	0.6	-0.9	0.8	0.1

#### 4.7.6 Risultati test 5

I risultati dell’analisi sono riportati in Figura 39 e 40. Essi mostrano una buona corrispondenza per quanto riguarda la resistenza di picco e la forma dell’involuppo. Si nota inoltre come le analisi sperimentali seguano in modo fedele l’andamento della prova sperimentale anche durante la fase di scarico di ogni ciclo.

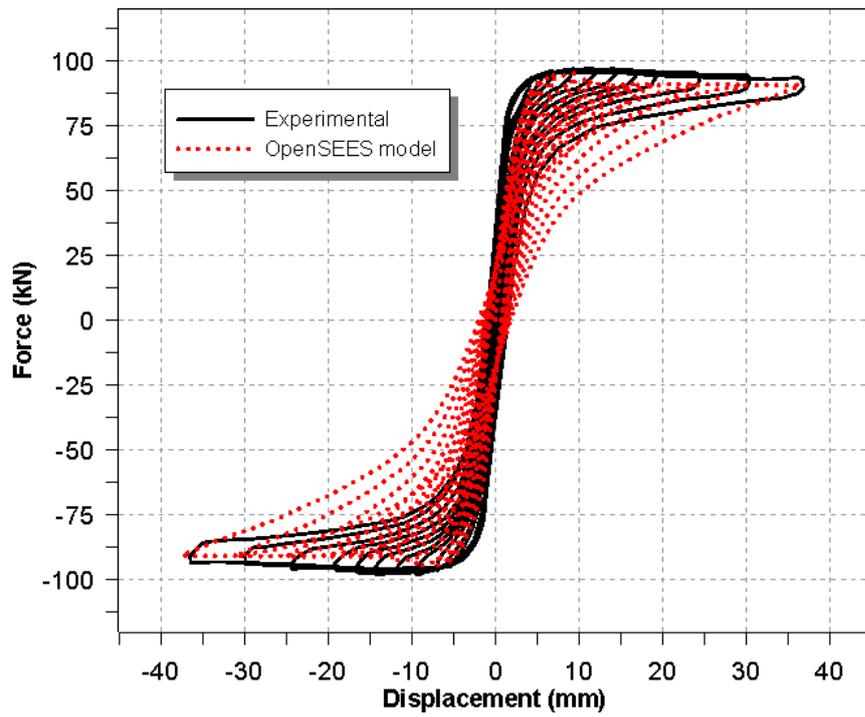


Figura 39: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 5, dati sperimentali [2] vs risultati numerici

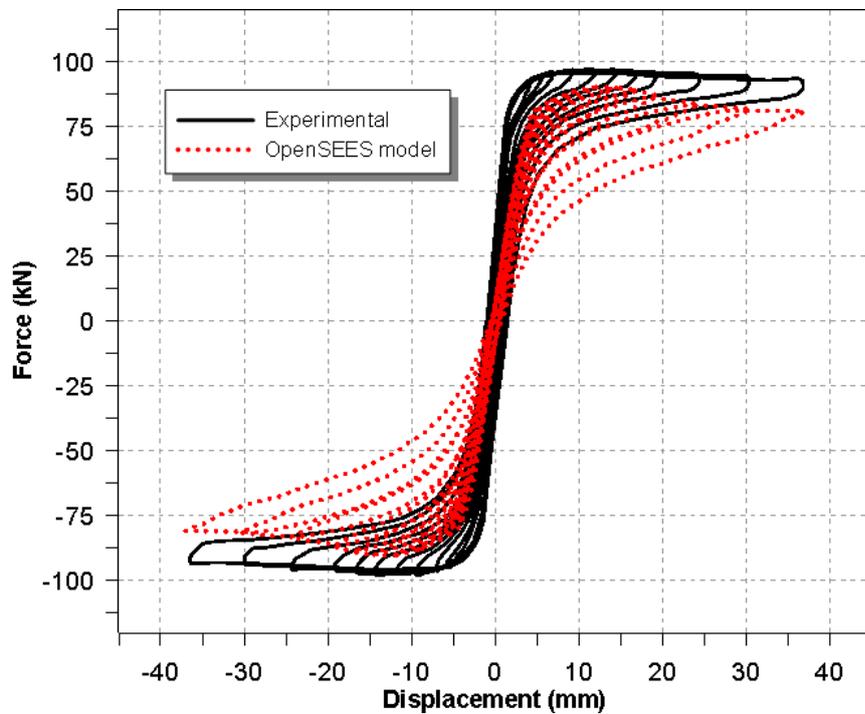


Figura 40 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 5, dati sperimentali [2] vs risultati numerici

## 4.8 Test 6: terza prova con rottura flessionale

Anche in questo caso il provino oggetto delle analisi è stato testato a Pavia presso il laboratorio dell'EUCENTRE Foundation. Le caratteristiche meccaniche sono in questo caso diverse per via della tipologia di malta e dei blocchi utilizzati. Il carico verticale per unità di superficie è in questo caso maggiore rispetto ai test precedenti e il provino presenta inoltre diverse dimensioni geometriche. La descrizione dettagliata di questa prova si trova nell'articolo di Morandi et al. [2] ed è costituita come le precedenti da una prova di carico orizzontale ciclica a spostamenti imposti di crescente ampiezza. Il provino è il CS02 ed ha sezione rettangolare, con base di 1250 mm e spessore di 175 mm, ed ha altezza di 2500 mm. La prova è svolta mediante l'applicazione di un carico verticale uniformemente distribuito  $\sigma_v$  costante paria a 1.0 Mpa. Le condizioni di vincolo sono come nei test precedenti di incastro alla base e doppio pendolo in testa, essendo impedita la rotazione della sezione mediante un una trave rigida collegata a due attuatori, in maniera concettualmente identica ai test 1 e 2.

### 4.8.1 Caratteristiche meccaniche associate a ConcreteCM

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del provino si è fatto riferimento, ai dati riportati nel lavoro di Magenes et al. [2] e nel lavoro di [44]. Le caratteristiche meccaniche risultano pertanto quelle riportate in Tabella 27.

Tabella 27: Caratteristiche meccaniche da associare al comportamento presso-flessionale di ConcreteCM per il test 6

ConcreteCM				
<b>fpcc</b>	<b>epcc</b>	<b>Ec</b>	<b>ft</b>	<b>et</b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)	(%)
-6.2	-0.7	4182.0	0.27	0.015

### 4.8.2 Parametri isteretici associati a ConcreteCM

Per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l'esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata eseguita visivamente come confronto tra le varie prove eseguite. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 28.

*Tabella 28: parametri isteretici associati a ConcreteCM test 6*

ConcreteCM			
<b>rc</b>	<b>xrc</b>	<b>rt</b>	<b>xcrp</b>
(-)	(-)	(-)	(-)
16	1.01	0.6	20

### 4.8.3 Parametri associati a Concrete02

Come per il Test 4, sono state utilizzate le stesse caratteristiche meccaniche relative a per ConcreteCM, Tabella 27. Anche i valori di **fpcu** e **epcu** sono stati stimati come visto al paragrafo 4.6.3

I valori sono riportati nella seguente Tabella 29.

*Tabella 29: caratteristiche e parametri Concrete02 test 6*

Concrete02			
<b>fpcu</b>	<b>epcu</b>	<b>lambda</b>	<b>E_ts</b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)
-3.7	-1.4	0.2	30

#### 4.8.4 Caratteristiche meccaniche associate a Pinching4

Le caratteristiche meccaniche relative al materiale “Pinching4” sono state ottenute mediante gli stessi passaggi riportati al punto 4.1.3, Figura 41, ma i valori del taglio resistente sono in questo caso differenti. I valori sono ottenuti mediante la formula di Turnseck-Cacovic sono riportati in Tabella 30.

Tabella 30: caratteristiche meccaniche Pinching4 test 6

Pinching4							
V1	V2	V3	V4	g1	g2	g3	g4
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(%)	(%)	(%)
101.0	113.7	126.3	12.6	0.1	0.1	0.2	0.8

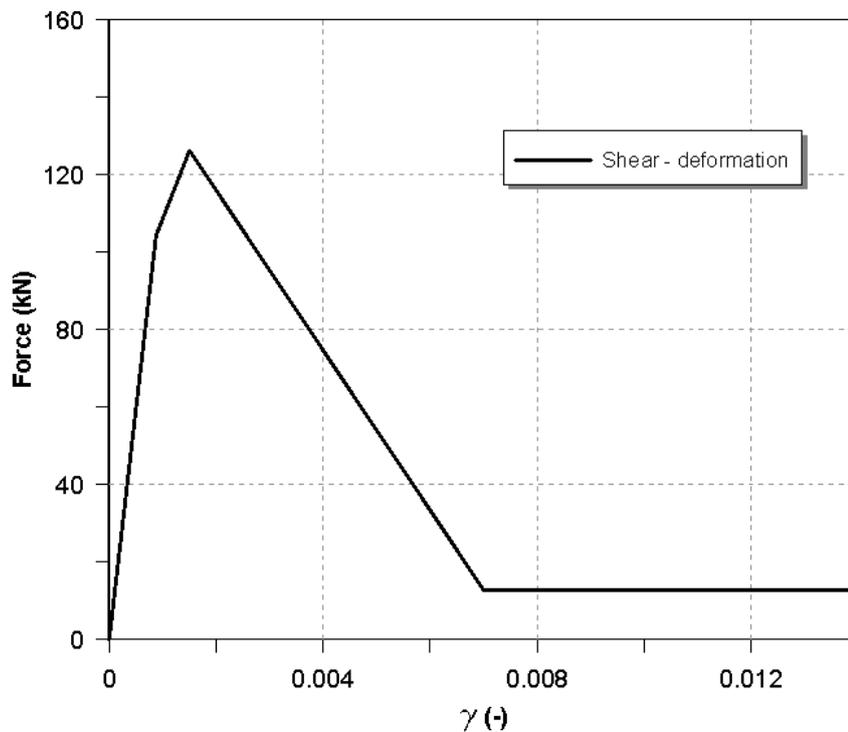


Figura 41: Legge sforzo di taglio-deformazione utilizzata per test 6

#### 4.8.5 Parametri isteretici associati a Pinching4

Come visto per il “ConcreteCM” nel paragrafo 4.1.2, per eseguire la taratura di questi parametri sono state svolte diverse analisi cicliche con variazione di ognuno dei parametri. Non essendo disponibili una quantità di prove sufficienti per l’esecuzione di una vera e propria analisi statistica, la scelta del migliore andamento è stata eseguita visivamente come confronto tra le varie prove eseguite. I parametri finali frutto di questa associazione sono riportati in Tabella 31.

Tabella 31: parametri isteretici Pinching4 test 6

Pinching4				
rDispP	rForceP	uForceP	gK1	gD1
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.4	0.6	-0.9	0.8	0.1

#### 4.8.6 Risultati test 6

I risultati dell’analisi sono riportati in Figura 42 e 43. Essi mostrano una buona corrispondenza per quanto riguarda la resistenza di picco e la forma dell’involuppo. Si nota inoltre come le analisi sperimentali seguano in modo fedele l’andamento della prova sperimentale anche durante la fase di scarico di ogni ciclo.

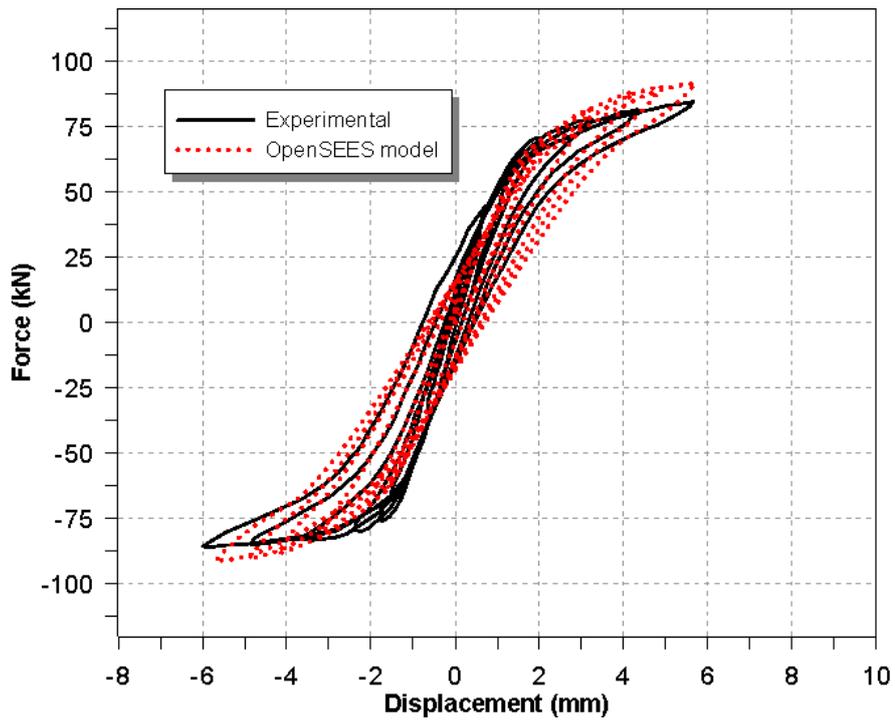


Figura 42: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 6, dati sperimentali [2] vs risultati numerici

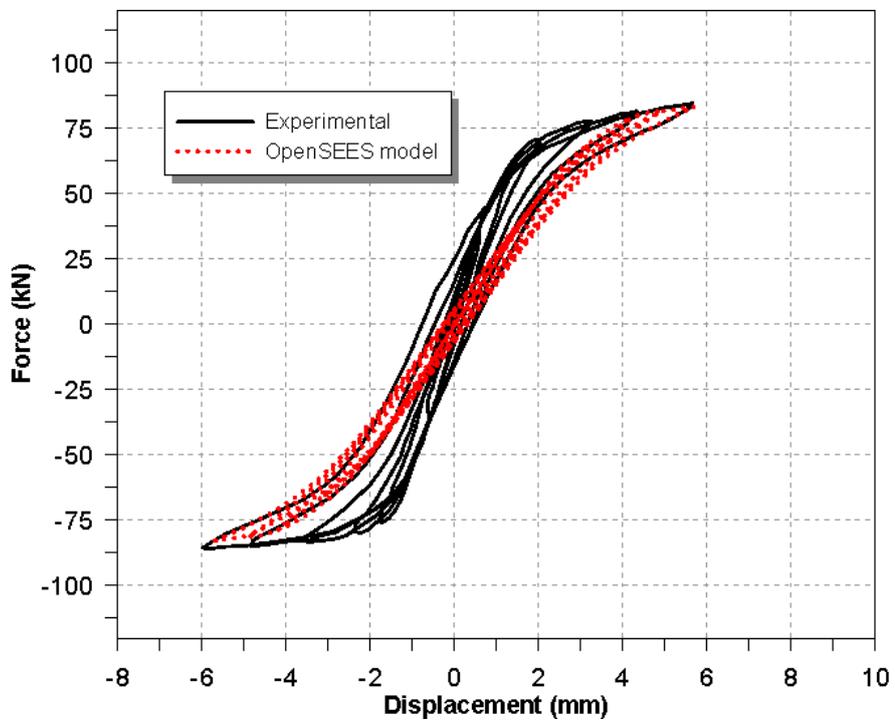


Figura 43: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio-spostamento relativo al test 6, dati sperimentali [2] vs risultati numerici

## 5. Lo studio di una struttura in vera grandezza a mezzo del modello proposto

Alla luce dei risultati ottenuti nel capitolo precedente su singoli elementi murari è interessante provare quanto la metodologia utilizzata per la modellazione sia efficace per lo studio di strutture più complesse.

Senza ricorrere ad edifici con innumerevoli irregolarità l'utilizzo di una semplice struttura a due piani rappresenta sicuramente una situazione più realistica rispetto ai test precedenti. Inoltre per eseguire un confronto effettivo con valori sperimentali è necessario l'utilizzo di edifici in vera grandezza sui quali siano state eseguite prove di carico con accurate misurazioni. Gli esempi disponibili in letteratura non sono molti, ma per quanto riguarda la tipologia di edificio descritta poco fa è possibile trovare uno studio realizzato da Magenes, Kingsley e Calvi [6]. Questo lavoro crea continuità con i primi due test presentati nel capitolo 5, facendo questi parte, assieme al lavoro pocanzi citato, dello stesso progetto per la ricerca sul comportamento delle strutture in muratura. L'edificio in questione è stato testato nel laboratorio dell'Università di Pavia

Nello specifico il raffronto è stato eseguito con i risultati di una prova quasi statica effettuata all'Università di Pavia i cui risultati sono riportati nei lavori di Magenes et al. [6] e di Magenes e Calvi [45].

### 5.1 Descrizione del prototipo

La struttura presenta una forma molto semplice e regolare, avendo pianta rettangolare e aperture poste solo sui lati lunghi. Sono tuttavia presenti alcune particolarità che possono sfuggire a prima vista. Esse sono dovute al fatto che questo

edificio in realtà è un prototipo le cui caratteristiche devono essere tali da garantire un comportamento simile a quello di un test in scala [46] eseguito su una tavola vibrante.

Per iniziare è comunque opportuno procedere con una descrizione generale della struttura per poi approfondire gli aspetti più complessi.

Le dimensioni in pianta della struttura, che come si è detto ha forma rettangolare, sono: 6.0 m di base per 4.4 m di altezza, come si può vedere in Figura 44. L'edificio inoltre si sviluppa in altezza su due piani per un totale 6.435 m. Il solaio del primo piano si trova alla quota di 2.83 m, quello del secondo a 5.77 m.

I due lati lunghi presentano delle aperture non simmetriche e sono orientati nella direzione in cui verrà applicata la forza, costituendo gli elementi resistenti alla sollecitazione. I lati corti sono invece privi di aperture.

Nello specifico lungo i lati paralleli alla direzione di applicazione dei carichi orizzontali sono presenti le seguenti aperture:

- Nella parete frontale ci sono due aperture “grandi” al primo piano fuori terra, che rappresentano lo spazio in cui sono presenti le porte, e due aperture piccole al secondo piano, in cui sono collocate le finestre. Le aperture poste ai due piani hanno la medesima ampiezza (0.94 m) e sono sovrapposte in asse alle prime. Per chiarezza espositiva e come fatto nel lavoro di Magenes et al. [6] nel seguito ci si riferirà a questa parete come “Door Wall”.
- La parete posteriore è organizzata nello stesso modo di quella frontale, ma presenta tre aperture per piano tutte per la presenza di finestre. Anche in questo caso esse sono sovrapposte, ma presentano una diversa ampiezza: una centrale più larga da 1.06 m e due ai lati da 0.93 m. Per gli stessi motivi esposti al punto precedente, nel seguito questa parete verrà denominata “Windows Wall”.
- I lati corti non presentano aperture ed essendo posizionati in direzione perpendicolare a quella dei carichi orizzontali nel seguito si farà riferimento a loro come “muri” o “pareti trasversali”.

I solai dei due piani sono costituiti da una serie di travi ad I in acciaio, di spessore 140 mm, ordite con spaziatura costante in direzione parallela ai lati corti e appoggiate alle pareti lunghe. I carichi verticali sono imposti mediante l'appoggio su queste travi di blocchi di cemento per un totale di 248.8 kN di carico al primo piano e 236.8 kN al secondo.

È ora di fondamentale importanza fare due osservazioni sulla struttura. Prima di tutto bisogna notare che i due solai così realizzati mediante delle travi scollegate tra loro fanno sì che questi siano estremamente deformabili oltre che non assicurino un collegamento del solaio con le pareti trasversali.

La seconda osservazione consiste invece nel fatto che la parete frontale e le due trasversali siano scollegate. Infatti all'intersezione tra la parete lunga e le due corte sono stati inseriti dei giunti che scollegano il Door Wall dal resto della struttura. La connessione è invece assicurata tra i muri trasversali ed il Windows Wall.

Questi due fatti all'apparenza rendono la struttura molto particolare, non essendo considerabile per essa un comportamento scatolare, mancando un solaio rigido e alcune connessioni tra tutte le pareti e tra queste e il solaio. Inoltre per gli stessi motivi la struttura presenta un comportamento a sé stante per la parete frontale rispetto al resto dell'edificio. Per la modalità di esecuzione della prova e alla luce dei risultati sperimentali sono comunque escludibili collassi fuori dal piano ed è quindi possibile modellare la struttura con il metodo del telaio equivalente, anche se in modo separato e indipendente per le due sottostrutture che si vengono a creare.

La ragione di queste peculiari caratteristiche del prototipo risiede nel fatto che questa deve rappresentare in vera grandezza il comportamento esibito dalla struttura in scala di cui si è detto prima. Nello specifico questo modello è in scala 3/8 ed è stato testato presso l'University of Illinois [46].

## 5.2 Descrizione della prova sperimentale

Come detto in precedenza la struttura presenta questa particolare conformazione alla luce delle osservazioni fatte a partire dai risultati ottenuti da Abrams et al. sul modello in scala [46]. I dettagli si possono trovare nello specifico spigati da Magenes et al. in [6]. Il ragionamento può riassumersi come riportato nel seguito.

Prima di tutto bisogna osservare nel test in scala (Abrams) è stato possibile identificare come il comportamento dinamico dell'intero edificio fosse dominato dal comportamento dei solai flessibili. A questi infatti compete più della metà della massa sul totale e ad essi sono associate le frequenze di vibrazione minori. Essendo le masse pressoché identiche ai due piani e presentando queste le medesime accelerazioni di picco, è possibile affermare che le forze orizzontali ai due piani fossero le stesse. Considerando inoltre che le travi dei solai erano incernierate ai muri paralleli alla direzione della forza, si vede come anche le forze applicate ai due muri siano pressoché le stesse.

Per gli spostamenti il discorso si presenta invece più complicato per diversi motivi. In primo luogo i muri resistenti sono scollegati e hanno rigidzze differenti, presentano inoltre diversi fenomeni di danneggiamento e solo uno i dei due, in questo test in scala, presenta fenomeni di rocking. Tutto ciò fa sì che oltre ad avere una risposta fortemente diversa nei due muri, non sia di fatto identificabile una relazione tra i loro spostamenti. Inoltre nei test in scala i massimi spostamenti non si sono verificati costantemente su uno dei due muri piuttosto che sull'altro. Si può tuttavia osservare come in realtà la presenza di un legame tra gli spostamenti del door wall e del windows wall non rappresenti un fattore fondamentale nel corso delle prove, essendo la rigidzza dei solai pressoché nulla. Per questo motivo nel lavoro di Magenes et al. [6] si è scelto di applicare i medesimi spostamenti ai due muri. Ulteriori dettagli su come ciò sia stato messo in pratica per il prototipo in vera grandezza si possono trovare nel lavoro appena menzionato [6].

Per quanto detto finora è importante notare che queste osservazioni permettono di motivare perché i carichi orizzontali siano applicati ad entrambe le sottostrutture con la stessa entità ad entrambi i piani e perché gli spostamenti imposti ad ognuna

delle sottostrutture siano gli stessi. Questi ultimi inoltre costituiscono il parametro di controllo dell'intera prova.

Va osservato che questa prova è stata eseguita mediante utilizzo di un algoritmo in grado di controllare il carico nei martinetti per far sì che ad ogni incremento lo spostamento in testa fosse lo stesso per le due strutture e che i carichi su entrambi i piani di ognuna delle due sottostrutture fossero uguali. La rappresentazione dell'applicazione del carico si può vedere in Figura 45.

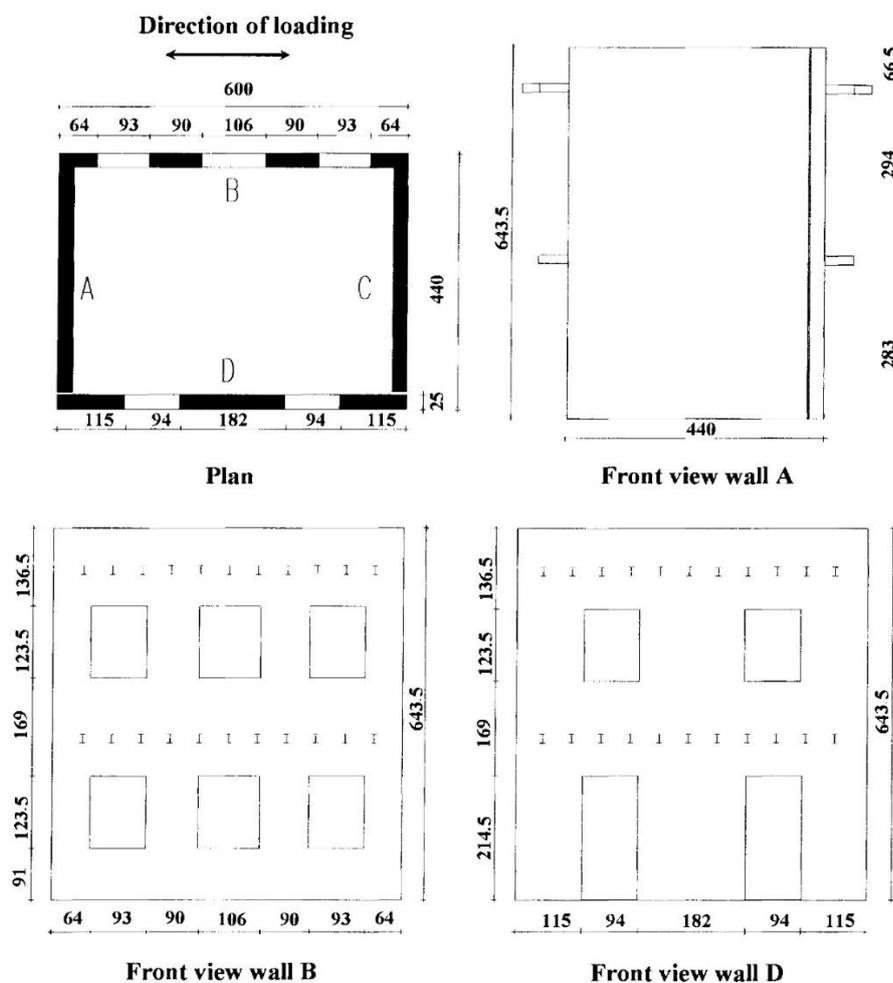


Figura 44: dimensioni del prototipo in pianta e nei prospetti laterale (A), frontale lato Windows Wall (B), frontale lato Door Wall (C) [6]

## 5.3 Caratteristiche dei Materiali

I materiali utilizzati per realizzare questa struttura sono già stati incontrati nel corso del lavoro nel capitolo 5. Infatti l'edificio, come si è detto, fa parte di un progetto più ampio con lo scopo di migliorare le conoscenze sul comportamento sismico delle strutture in muratura mediante l'esecuzione di prove sperimentali pianificate e studi su nuove possibilità di modellazione numerica.

Nell'ambito delle prove sperimentali sono stati realizzati sia test su elementi (ad esempio quelli eseguiti nel laboratorio dell'ISPRA [4]) che su strutture [6] ma anche prove per la determinazione delle caratteristiche dei materiali [47]. Per collegare questi studi sono stati utilizzati materiali e tipologie di murature simili se non identiche nelle varie prove.

Lo studio sui materiali materiali ha permesso di ottenerne le caratteristiche meccaniche i cui valori si possono trovare in varie pubblicazioni: nel lavoro già citato di Anthoine et al. [4], nelle pubblicazioni pocanzi menzionate di Magenes et al. [6] e Magenes e Calvi [45] e in particolare nel lavoro di Binda et al. [47].

Per quanto riguarda i materiali costituenti, sono stati scelti dei mattoni di terracotta la cui resistenza a compressione media su campioni cubici è di 16 MPa ed una malta composta da calce idrata e sabbia in un rapporto di 1:3 in volume avente una resistenza a compressione compresa tra i 2 MPa e i 3 MPa.

Le prove di caratterizzazione svolte su prismi di muratura hanno permesso di trovare una resistenza a compressione di circa 6.2 Mpa. La resistenza a trazione si attesta invece a 0.18 MPa. Per quanto riguarda il modulo elastico si ottiene 1490 MPa. Come si può notare si ritrovano i valori già utilizzati nelle analisi dei test 1 e 2.

I valori complessivi delle caratteristiche meccaniche per quello che riguarda  $concreteC_m$  sono riassunti nella Tabella 32. I valori dei parametri di forma sono invece riportati in Tabella 33.

Sono poi riportati in Tabella 34 i parametri utilizzati per Concrete02.

Per quanto riguarda la legge sforzo di taglio deformazione relativa ai singoli elementi la trattazione è più complessa e si rimanda al paragrafo 5.6 per una

trattazione più dettagliata per quanto riguarda la determinazione dei valori della resistenza.

Per quanto riguarda gli altri parametri è possibile ottenere i valori necessari ricorrendo alle correlazioni ricavate al paragrafo 4.4. Per far ciò è necessario distinguere almeno tre diverse tipologie di elementi soggetti a differenti valori dello sforzo normale:

- I maschi murari del primo piano
- I maschi murari del secondo piano
- Le fasce di piano

Si potrebbe a rigore diversificare ulteriormente i valori per ogni singolo elemento, ma essendo per le tre categorie riportate relativamente bassa la variazione nei valori della tensione di compressione media, e non comportando queste differenze un'apprezzabile differenza nella stima dei parametri, si è scelta una tensione normale media rappresentativa di ognuna delle categorie.

Un discorso più approfondito lo meritano le fasce di piano. Per queste infatti lo sforzo normale medio non è costante nel corso di una prova ciclica. La determinazione accurata nella variazione di questa caratteristica durante la prova è molto difficile da realizzare considerando la complessità dei fenomeni di danneggiamento a cui le fasce di piano vanno in contro. Per queste ragioni si è deciso di imporre uno sforzo normale nullo sia per il calcolo della resistenza di questi elementi sia per la determinazione dei parametri stimabili con le correlazioni ricavate al paragrafo 4.4.

I valori utilizzati per le analisi sono riportati nella Tabella 35.

Tabella 32: caratteristiche ConcreteCM struttura

<b>ConcreteCM</b>				
<b>f<sub>pcc</sub></b>	<b>e<sub>pcc</sub></b>	<b>E<sub>c</sub></b>	<b>f<sub>t</sub></b>	<b>e<sub>t</sub></b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)	(%)
-6.2	-0.6	1491.0	0.18	0.015

Tabella 33: parametri ConcreteCM struttura

<b>ConcreteCM</b>			
<b>rc</b>	<b>xrc</b>	<b>rt</b>	<b>xcrp</b>
(-)	(-)	(-)	(-)
16	1.01	0.6	20

Tabella 34: caratteristiche Concrete02 struttura

<b>Concrete02</b>			
<b>f<sub>pcu</sub></b>	<b>e<sub>pcu</sub></b>	<b>lambda</b>	<b>E<sub>ts</sub></b>
(Mpa)	(%)	(Mpa)	(Mpa)
-3.7	-1.2	0.2	30

Tabella 35: parametri Pinching4 struttura

<b>Pinching4</b>				
	<b>σ<sub>v</sub></b>	<b>coef_V4</b>	<b>g4</b>	<b>uForceP</b>
	(MPa)	(-)	(%)	(-)
<b>Maschi 1 piano</b>	0.40	0.40	0.01	-0.59
<b>Maschi 2 piano</b>	0.20	0.56	0.01	-0.38
<b>Fasce di piano</b>	0.00	0.72	0.01	-0.17

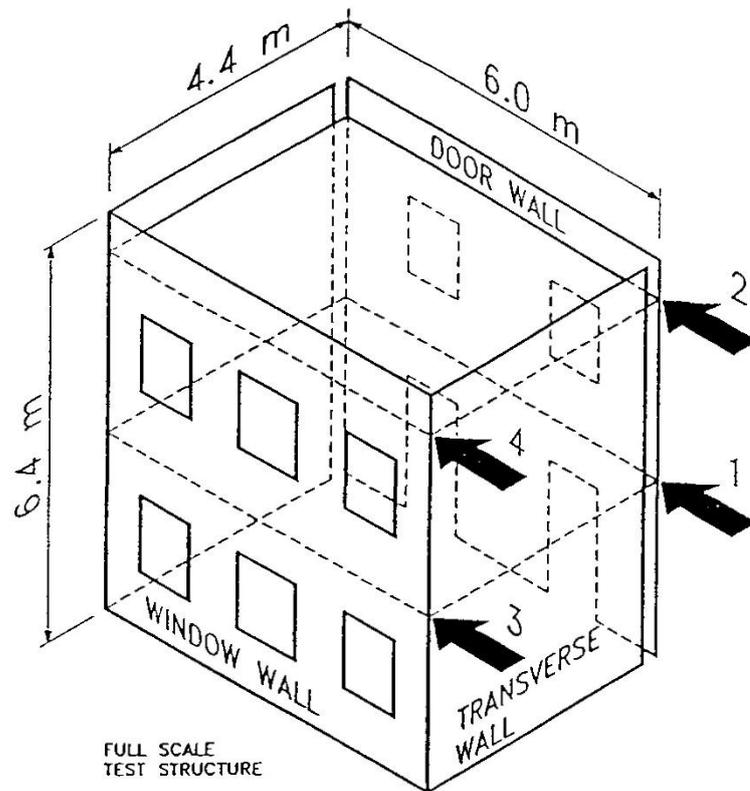


Figura 45: rappresentazione in assonometria della struttura con in evidenza i punti di applicazione delle forze [6]

## 5.4 Modellazione degli elementi costituenti la struttura

La modellazione della struttura vede la necessità di scindere le analisi per le due sottostrutture: una analisi verrà eseguita sul Door Wall e un'altra sull'insieme del Windows Wall e delle pareti trasversali.

In entrambi i casi si può utilizzare il modello del telaio equivalente. Nel primo caso la situazione risulterà più semplice, essendo il telaio modellabile nel piano per quanto detto in precedenza, nel secondo caso, per permettere una modellazione più

semplice, sono state adottate delle semplificazioni che hanno permesso ugualmente l'analisi del telaio nel piano.

Le lunghezze deformabili sono state ottenute mediante l'applicazione del metodo proposto da Dolce [21] anche se in alcuni casi sono state eseguite delle variazioni per adeguare la modellazione al particolare tipo di struttura.

Si possono quindi distinguere tre tipologie diverse di elementi all'interno della struttura: i maschi murari, le fasce di piano e le parti rigide di collegamento tra i precedenti elementi.

Per i maschi murari la modellazione è identica a quella eseguita nel capitolo 4 per i modelli dei vari test. Si utilizza infatti il comando Section Aggregator per unire il comportamento flessionale a quello di taglio. Anche in questa sezione la modellazione della risposta flessionale è stata effettuata sia mediante ConcreteCM che Concrete02, per poter osservare le differenze tra i risultati di una modellazione più semplice e di una più complessa,

Per le fasce di piano è stata invece necessario un approccio più semplice. Si sono infatti riscontrate diverse difficoltà legate a problemi di convergenza nell'utilizzare il medesimo modello utilizzato per i maschi murari. Ricordando infatti quanto detto in 1.6, alla luce del fatto che questa struttura è priva di elementi resistenti a trazione sia al primo piano che al secondo piano, presenta un solaio estremamente deformabile e la snellezza delle di tutte le fasce di piano è molto bassa, è lecito attendersi che le fasce di piano vadano incontro ad una rottura flessionale in un primo momento per poi giungere definitivamente a collasso per taglio. Si è dunque deciso di modellare le fasce di piano in modo semplificato utilizzando per la parte flessionale un materiale elastico lineare con lo stesso modulo elastico utilizzato per modellare i maschi murari. Per la legge sforzo di taglio-deformazione è stato invece utilizzato lo stesso procedimento dei maschi murari. I due comportamenti sono stati uniti mediante il comando Section Aggregator. Ciò forza drasticamente la rottura a taglio delle fasce di piano, ma permette comunque di ripartire più realisticamente, seppure in modo semplificato, le sollecitazioni tra la parte flessionale e la legge sforzo di taglio-deformazione.

Le parti rigide della struttura sono invece state modellate mediante il comando “rigid Link”. Questo comando permette di imporre l’uguaglianza degli spostamenti e delle rotazioni tra i nodi estremi di due elementi trave. È possibile scegliere se vincolare unicamente gli spostamenti, utilizzando rigid link di tipo “rod”, oppure sia gli spostamenti che la rotazione, mediante rigid link di tipo “beam”. Comandi del primo tipo sono stati utilizzati per imporre l’uguaglianza degli spostamenti dei nodi a livello dei piani. I rigid link di tipo “beam” sono invece stati utilizzati per realizzare le connessioni tra gli elementi deformabili.

## 5.5 Modellazione della parete Door Wall

Essendo la parete frontale scollegata dal resto della struttura è possibile eseguire una modellazione nel piano del telaio.

Per la modellazione del Door Wall è stato utilizzato un metodo più conservativo, per sperimentare una diversa tipologia di modellazione delle aree più rigide e di quelle in cui si concentra la deformabilità, a fronte anche delle evidenze sperimentali riportate da Magenes et al. in [6] e dall’area comunemente associata alle zone danneggiate delle strutture dopo un sisma [?].

Nello specifico, per i maschi murari si è optato per un’altezza deformabile pari quella proposta nella formulazione di Dolce [21] per l’elemento centrale al primo piano (13) e per gli elementi del secondo piano. Per Gli elementi 11 e 15 si è invece utilizzata l’intera altezza di interpiano siccome con la presenza di aperture alte (le porte) si è deciso di considerare una maggiore altezza deformabile. Per quanto riguarda invece le fasce di piano si è mantenuto l’approccio proposto da Dolce [21] per questi elementi: la parte deformabile in una parete è quella delimitata dall’estensione delle aperture su due piani successivi. Nello specifico l’asse medio dell’elemento si trova come intersezione tra il piano della parete considerata e il piano medio del solaio; la lunghezza deformabile dell’elemento è delimitata dalle intersezioni tra l’asse ottenuto mediante il procedimento pocanzi illustrato e le rette ideali che congiungono i vertici di due aperture sovrapposte (su due piani successivi) e si è posizionata la linea media dell’elemento al livello del solaio.

Il modello utilizzato per le analisi è quello riportato in Figura 46.

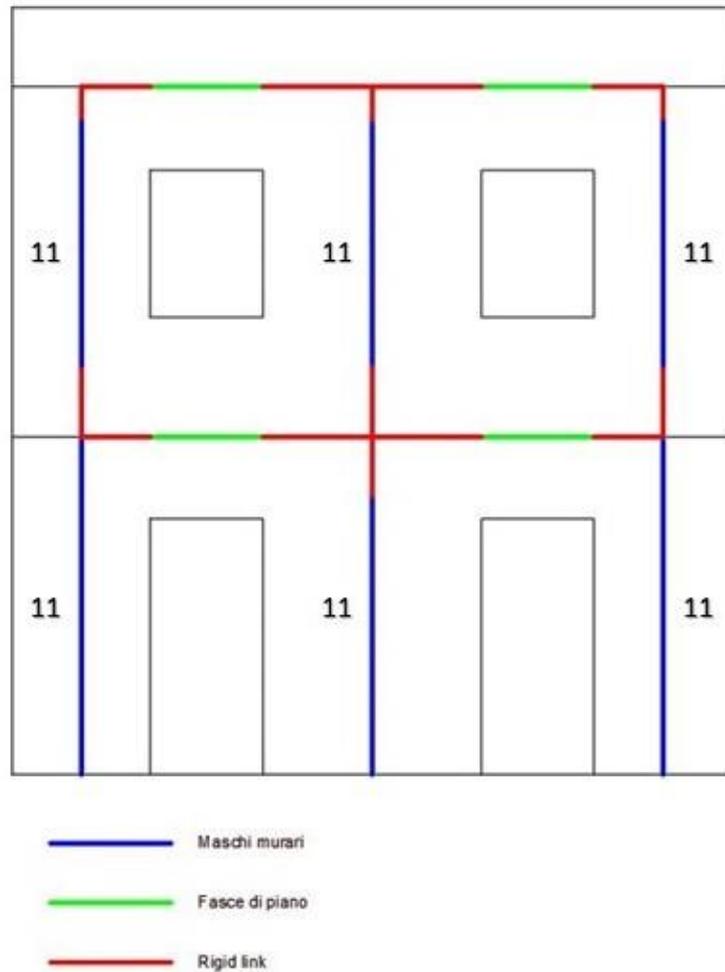


Figura 46: modello a telaio equivalente Door Wall con numerazione degli elementi

## 5.6 Procedura semplificata di determinazione del taglio resistente

La modellazione di una struttura a telaio soggetta a carichi orizzontali mediante il metodo proposto nel capitolo 4 presenta un importante limite: la resistenza a taglio calcolata a priori non è in grado di tenere conto dell'incremento e della diminuzione dello sforzo normale nei maschi murari. Questo limite era già stato osservato sia da

Raka et al. [22] che da Peruch et al. [24]. In quest'ultimo caso, dovendo trattare la medesima struttura presentata in questo capitolo si è fatto ricorso ad uno studio preliminare per consentire di stimare una resistenza al taglio in grado di tenere conto di questo effetto. In questo lavoro si propone una diversa metodologia per eseguire una stima dei valori di resistenza da assegnare ai vari elementi.

Per prima cosa si deve osservare il comportamento di un generico telaio soggetto ad un carico orizzontale. Come si vede nella Figura 47 questo comporta un aumento dello sforzo normale nel pilastro di destra e una riduzione nel pilastro di sinistra. Il calcolo di questa variazione non è in genere banale in quanto, essendo in genere il telaio iperstatico, è necessaria la conoscenza della rigidità di ognuno dei singoli elementi.

Nel caso specifico di un telaio come quello del caso in esame, è possibile stimare in modo semplificato la massima riduzione dello sforzo normale che andrà a svilupparsi nei pilastri mediante un'analisi di pushover estesa dove possibile fino al massimo spostamento raggiungibile nell'analisi ciclica. Lo stesso può essere effettuato per valutare l'aumento dello sforzo normale. Una volta ottenuti, questi valori possono essere usati per stimare la minima e la massima resistenza a taglio di ogni elemento.

Giunti a questo punto è possibile imporre i valori ottenuti sfruttando l'asimmetria del materiale Pinching4: sapendo a priori che una forza in un verso indurrà un aumento di sforzo normale in alcuni elementi e una riduzione negli altri, e viceversa per una forza in direzione opposta, è possibile impostare la giusta resistenza a seconda che l'incremento di sforzo normale avvenga per spostamenti positivi o negativi.

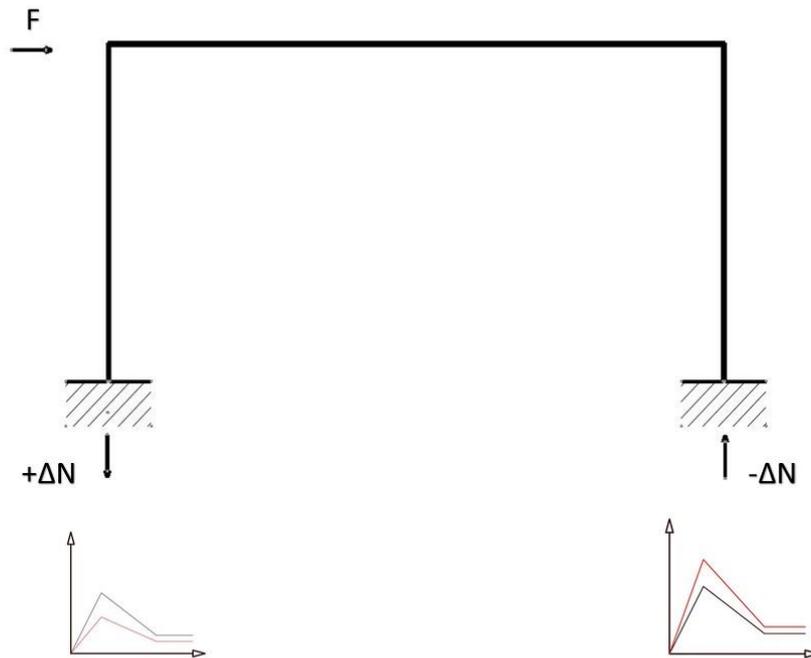


Figura 47: rappresentazione schematica della variazione dello sforzo normale e della conseguente variazione nella legge sforzo di taglio-deformazione

La riduzione e l'incremento dello sforzo normale negli elementi verticali della struttura sono chiaramente visibili dai risultati delle analisi di pushover condotte sia su Door Wall che sul Windows Wall, la cui modellazione è descritta ai paragrafi 5.5 e 5.9.

Le variazioni dello sforzo normale nei maschi murari del Door Wall sono riportate nelle Figure 48 e 49, quelle relative al Windows Wall nelle Figure 50 e 51.

Nel caso de Windows Wall modellato con ConcreteCM si può notare che in realtà l'analisi si interrompe prima di arrivare allo spostamento finale. Questo non rappresenta un problema, in quanto confrontando la Figura 50 con la Figura 51 si può vedere come già a 10 mm di spostamento i valori massimi e minimi dello sforzo normale sono già pressoché stati raggiunti. I valori, considerando le incertezze sulla modellazione dovute alle semplificazioni iniziali, risultano accettabili, non risultando significative variazioni nel calcolo della resistenza a taglio.

Per definire la resistenza a taglio nel modello finale sono stati presi i valori massimi e minimi dello sforzo normale ottenuti mediante queste analisi.

Un esempio di come varia la resistenza a taglio nei diversi elementi verticali è stato riportato per il Windows Wall modellato con Concrete02 e si può vedere nelle Figure 67, 68, 69, e 70.

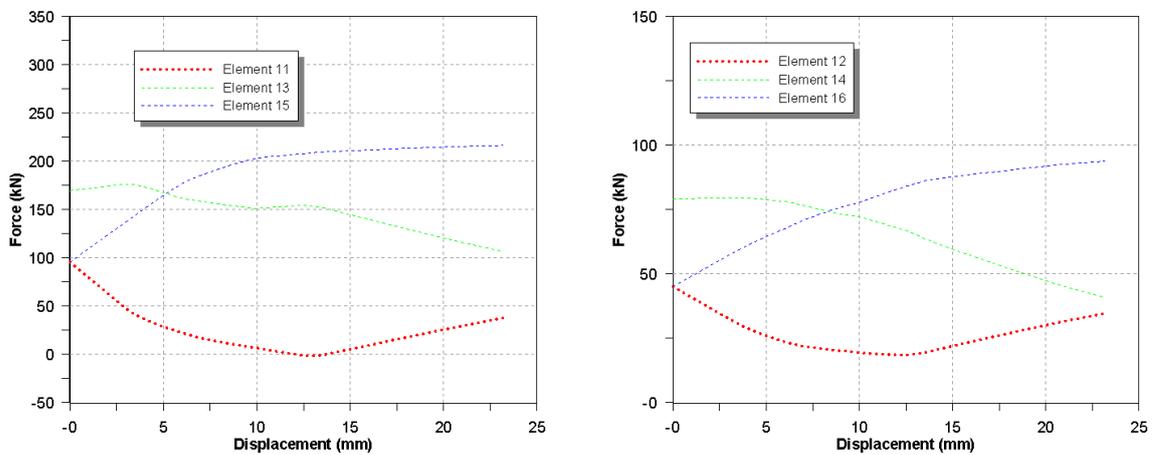


Figura 48: ConcreteCM - variazione dello sforzo normale negli elementi verticali al primo piano (sinistra) e al secondo piano (destra) del Door Wall

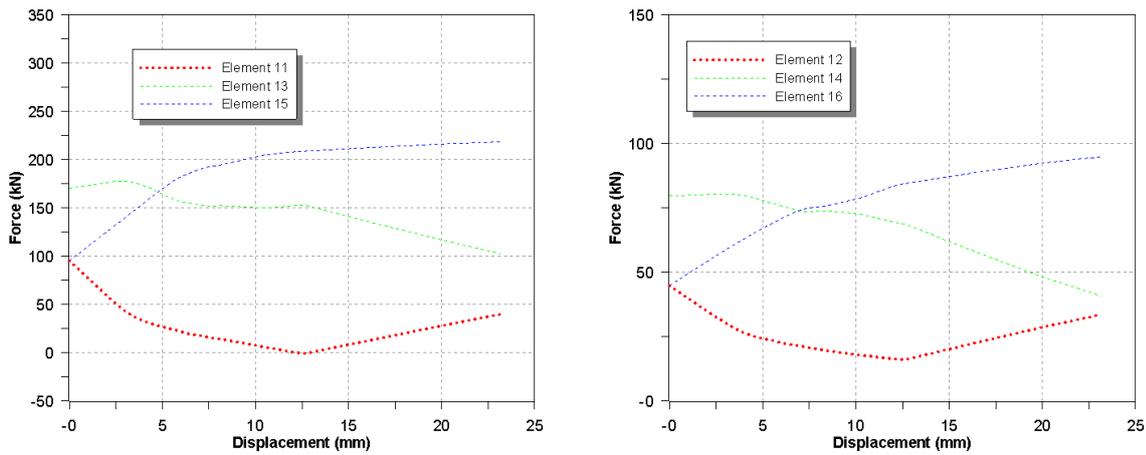


Figura 49: Concrete02 - variazione dello sforzo normale negli elementi verticali al primo piano (sinistra) e al secondo piano (destra) del Door Wall

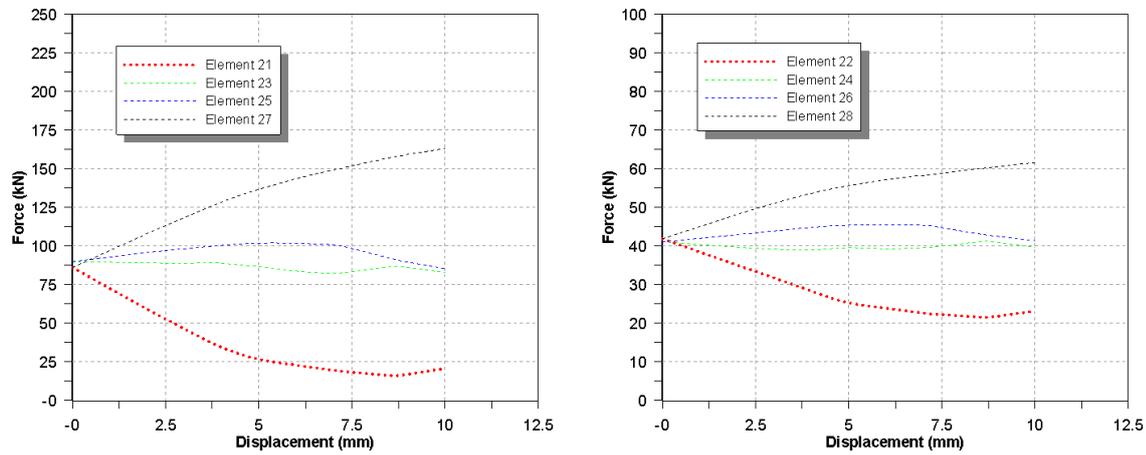


Figura 50: ConcreteCM - variazione dello sforzo normale negli elementi verticali al primo piano (sinistra) e al secondo piano (destra) del Windows Wall

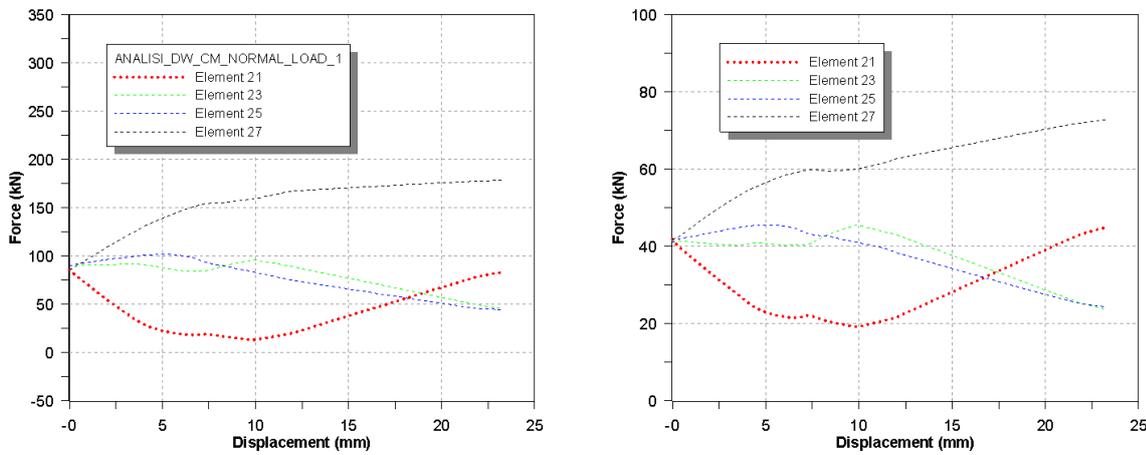


Figura 51 Concrete02 - variazione dello sforzo normale negli elementi verticali al primo piano (sinistra) e al secondo piano (destra) del Windows Wall

## 5.7 Risultati Door Wall ConcreteCM

Sono di seguito riportati i risultati sulle analisi numeriche svolte sulla parete Door Wall attraverso la modellazione vista in precedenza. Come anticipato l'utilizzo di ConcreteCM crea dei problemi di convergenza rendendo impossibile l'esecuzione di tutti i cicli di carico. Come si vede infatti nella Figura 52 manca tutto l'ultimo ciclo. Ciò nonostante il modello si avvicina molto alla resistenza reale della struttura dato che il massimo valore fornito dall'analisi numerica su OpenSees è di 158 kN rispetto ai 150,3 kN della prova sperimentale, con un errore quindi pari al 5% circa. Si può osservare che la resistenza del modello viene raggiunta per uno spostamento di circa 12 mm rispetto ai 16 mm della prova sperimentale. Per quanto riguarda le rotture dei maschi murari al primo piano il modello rende possibile identificare se la rottura è avvenuta per flessione o per taglio. Come si può infatti vedere dalla Figura 53 l'elemento 11 presenta una rottura flessionale per spostamenti positivi, mentre per quelli negativi la rottura sembra essere di taglio. Per l'elemento 15 si può verificare un comportamento completamente opposto, come si vede nella Figura 55. L'elemento 13, il centrale, presenta invece una chiara rottura a taglio per entrambi i tipi di spostamento, Figura 54. Queste tipologie di rotture sono riscontrabili grazie al confronto con l'effettivo quadro fessurativo della struttura reale, come si può vedere in Figura 56.

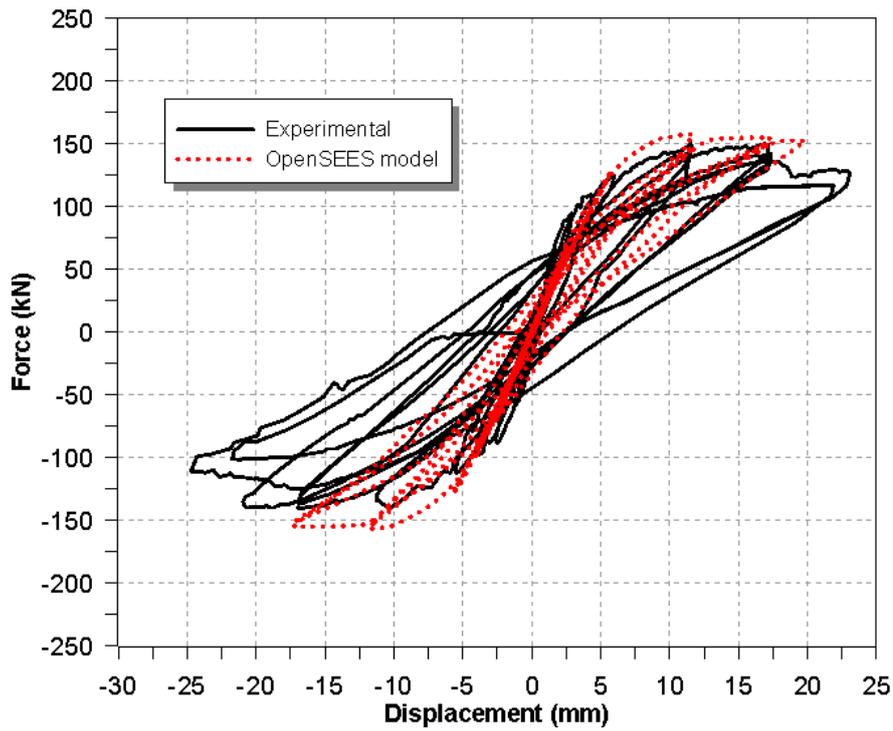


Figura 52: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio totale alla base-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall, dati sperimentali [6] vs risultati numerici

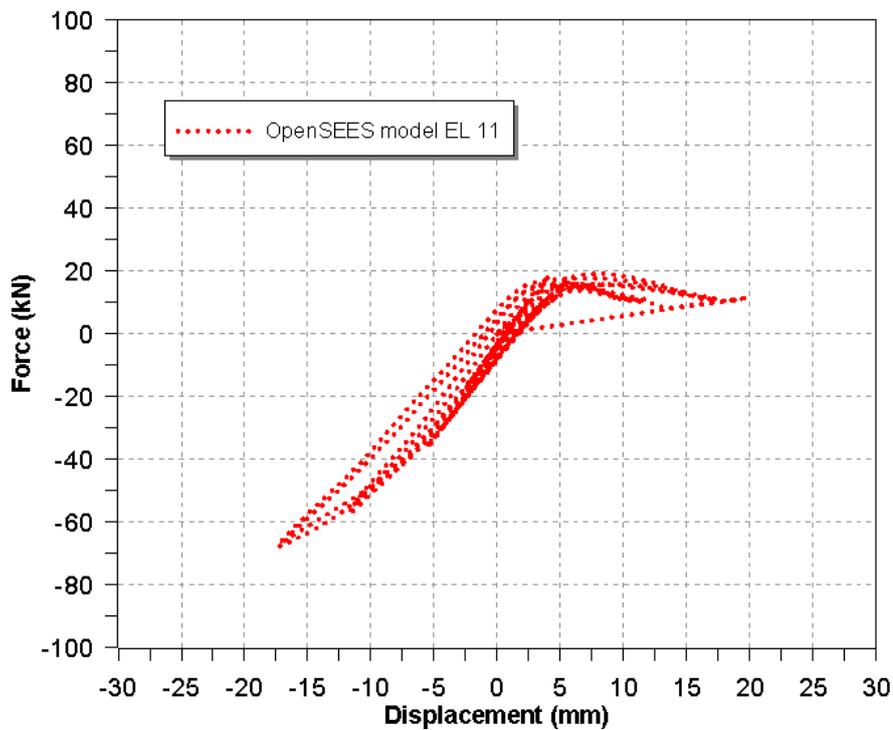


Figura 53: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 11-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall

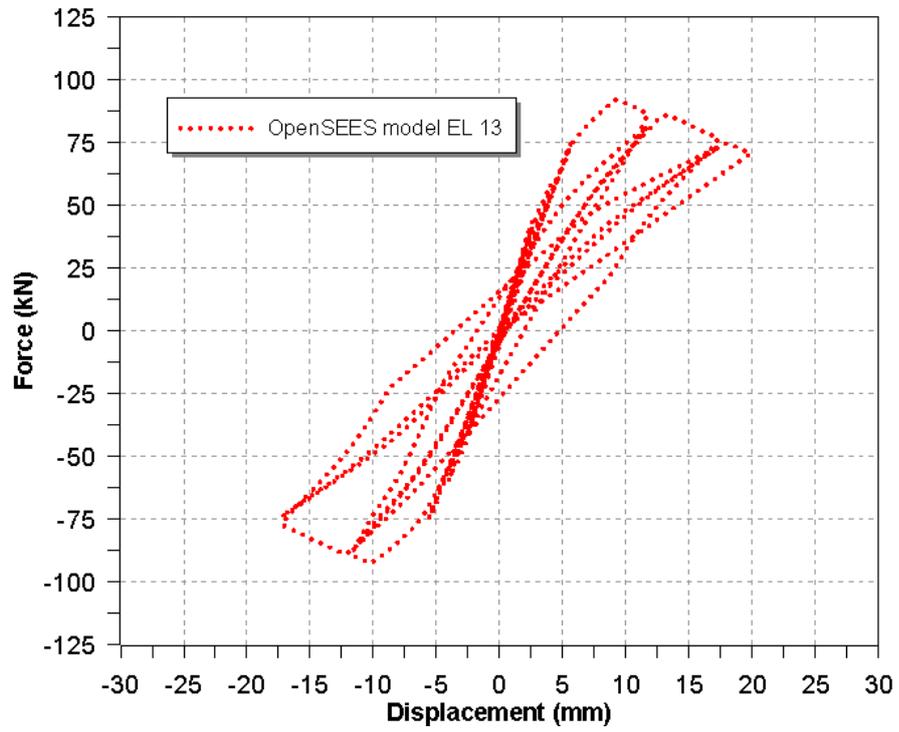


Figura 54: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 13-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall

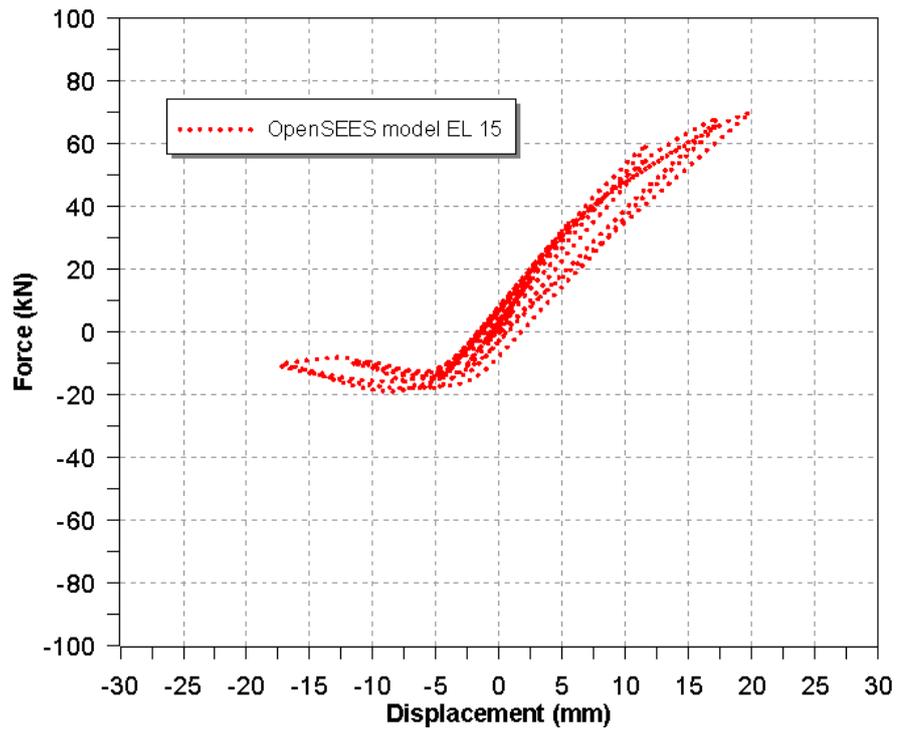


Figura 55: ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 15-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall

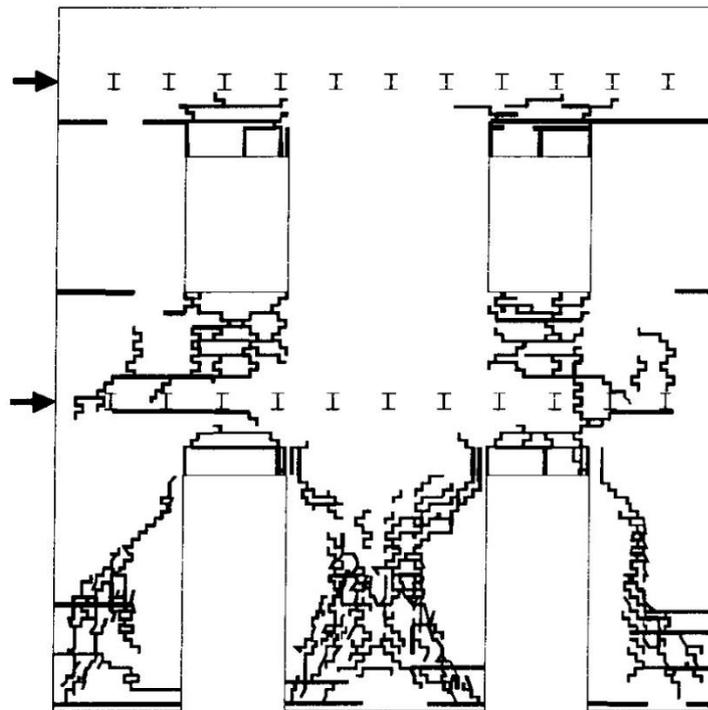


Figura 56: stato fessurativo finale della parete Door Wall [6]

## 5.8 Risultati Door Wall Concrete02

Sono di seguito riportati i risultati sulle analisi numeriche svolte sulla parete Door Wall attraverso la modellazione vista in precedenza, Figura 57. In questo caso utilizzando Concrete02 l'analisi riesce a completare tutti i cicli previsti nella storia di carico. Anche in questo caso il modello si avvicina molto alla resistenza reale della struttura dato che il massimo valore fornito dall'analisi numerica su OpenSees è di 156 kN rispetto ai 150,3 kN della prova sperimentale, con un errore quindi pari al 4% circa. Non si riscontra quindi una grande differenza tra l'utilizzo di ConcreteCm e Concrete02 per quanto riguarda la resistenza massima. Si può osservare che la resistenza del modello viene raggiunta per uno spostamento di circa 12 mm rispetto ai 16 mm della prova sperimentale, come nel caso di ConcreteCM. Per quanto riguarda le rotture dei maschi murari al primo piano il modello rende possibile identificare se la rottura è avvenuta per flessione o per taglio. Come si può infatti vedere dalla Figura 58 l'elemento 11 presenta una rottura flessionale per spostamenti positivi, mentre per quelli negativi la rottura risulta difficile da identificare perché probabilmente sia la resistenza a flessione che quella a taglio sono molto vicine. Per l'elemento 15 si può verificare un comportamento completamente opposto, come si vede nella Figura 60. l'elemento 13, il centrale, presenta invece una chiara rottura a taglio per entrambi i tipi di spostamento, Figura 59. Queste tipologie di rotture sono riscontrabili grazie al confronto con l'effettivo quadro fessurativo della struttura reale, come si può vedere in Figura 56.

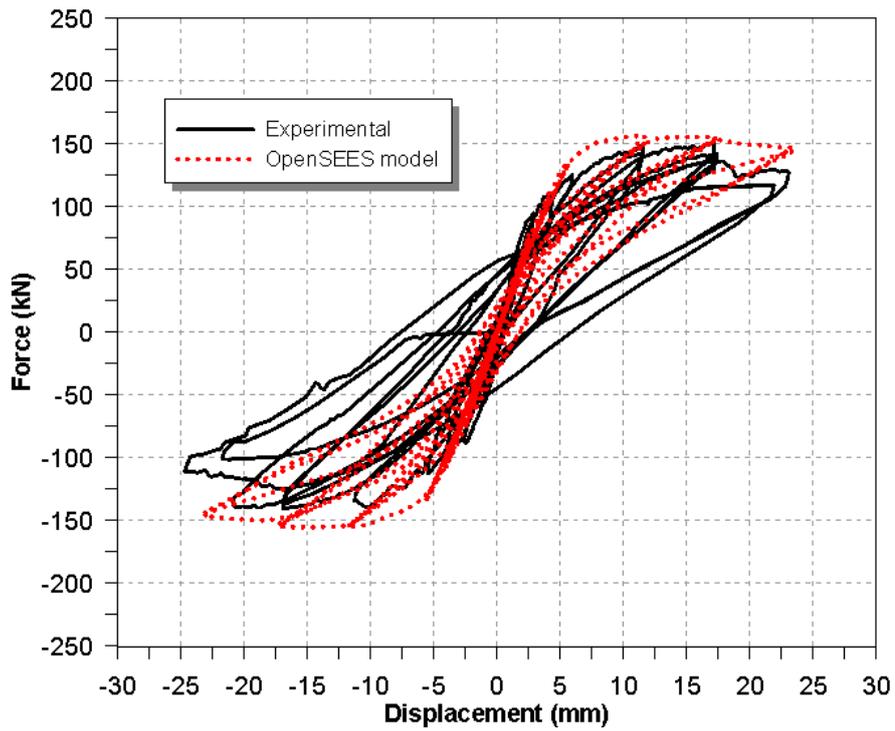


Figura 57 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio totale alla base-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall, dati sperimentali [6] vs risultati numerici

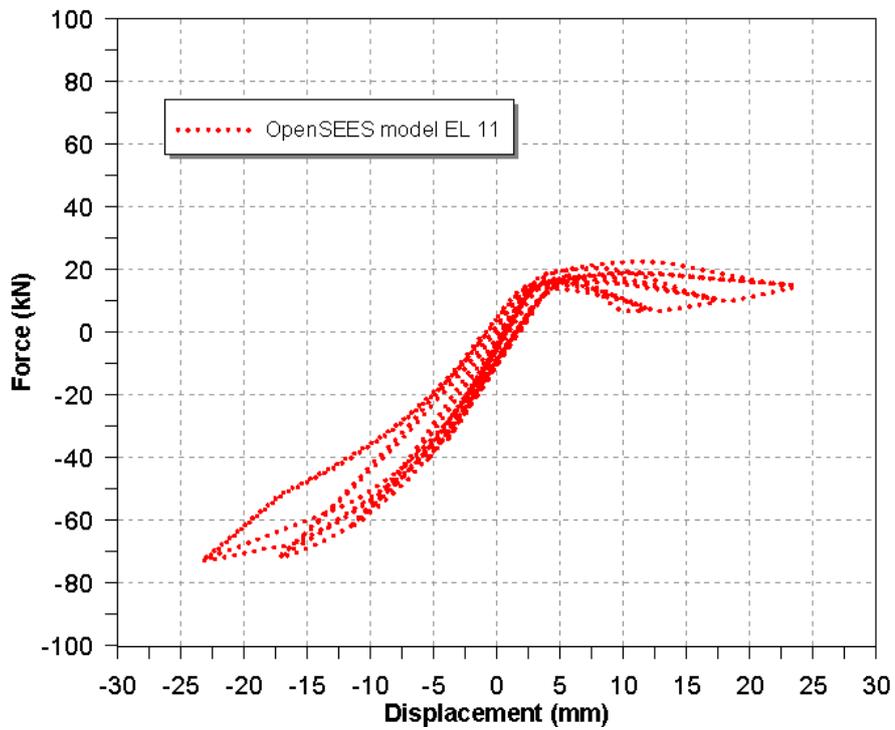


Figura 58: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 11-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall

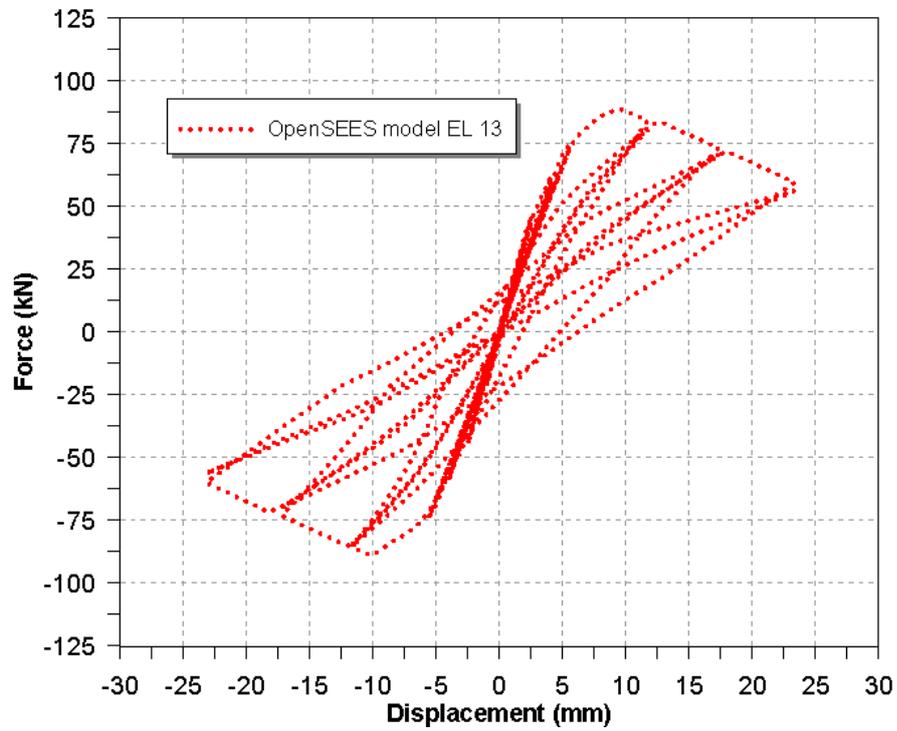


Figura 59: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 13-spostamento al secondo piano relativo al D

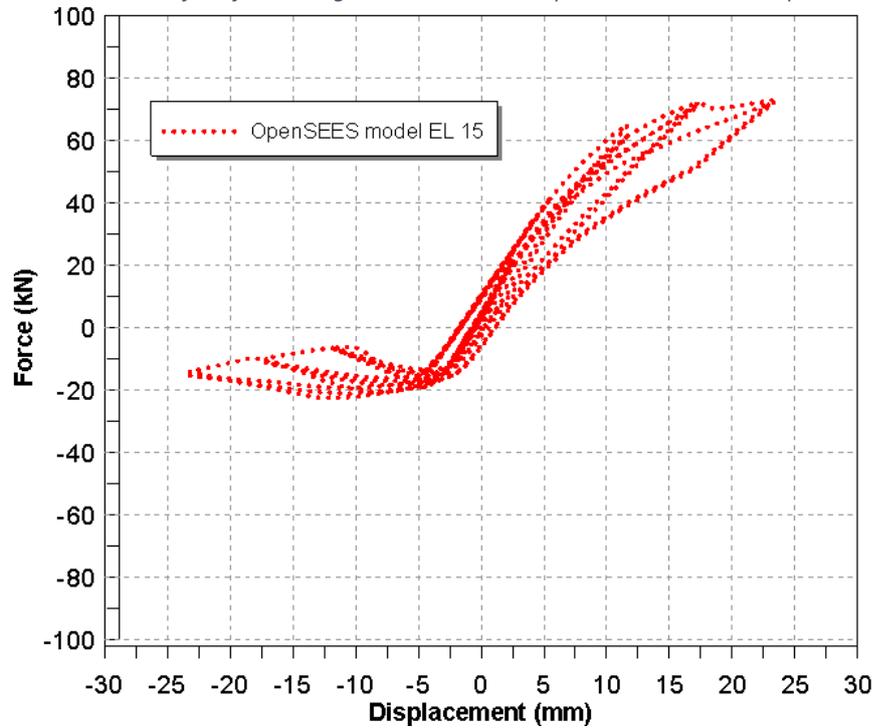


Figura 60: Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 15-spostamento al secondo piano relativo al Door Wall

## 5.9 Modellazione della parete Windows Wall

Anche per il Windows Wall è stata utilizzata la metodologia di modellazione descritta al punto 5.5. Nello specifico anche in questo caso sono state considerate deformabili le altezze dell'intero piano per gli elementi 21 e 27. Ciò è stato fatto anche in questo caso, nonostante la presenza di aperture più basse per le finestre allo scopo di mantenere una continuità di modellazione con il Door Wall e considerando il fatto che dall'osservazione del quadro fessurativo riportato in Figura 76 è visibile la presenza di fessure l'ungo l'intera altezza.

Per la modellazione del Door Wall è stata utilizzata una tecnica semplificata per tenere conto dell'interazione tra il Door Wall e i muri trasversali, la cui influenza non è di facile individuazione. Per mantenere un approccio semplificato si è deciso di utilizzare come per il Door Wall un telaio bidimensionale. Per tenere conto delle pareti trasversali, gli elementi estremi del Windows Wall, ovvero quelli attraverso cui si realizza la connessione con le pareti corte, sono stati modellati a forma di "T". Questo stratagemma permette di considerare una resistenza flessionale superiore a quella del singolo maschio murario. Nella realtà è impossibile ammettere che la collaborazione tra le pareti trasversali e il Windows Wall si realizzi interamente per tutto il corso della prova in seguito a rotture dei singoli elementi. Per tenere conto di questo fatto non si può considerare l'ampiezza trasversale nella sua totalità ma è necessario operare un'opportuna riduzione della sua estensione. Ciò a priori non è determinabile con esattezza. Si è cercato tuttavia di ottenere un valore ragionevole mediante una serie di tentativi con larghezze via via più piccole e confrontando i risultati così ottenuti con quelli sperimentali.

Alla fine di questo processo si è ottenuta una lunghezza dell'ala trasversale pari a 1200 mm ed è stata utilizzata per gli elementi 21, 22, 27 e 28.

Nel calcolo dello sforzo normale agente su questi elementi non è stato considerato il peso del volume dei muri trasversali che avrebbe eccessivamente aumentato la resistenza flessionale. Il peso dei muri laterali non è stato considerato neanche per il calcolo della resistenza a taglio iniziale per mezzo della formula di Turnseck -

Cacovic ( 1.4) perché anche qui avrebbe portato ad una considerevole sovrastima della resistenza.

Lo schema di modellazione del Windows Wall è visibile in Figura 61.

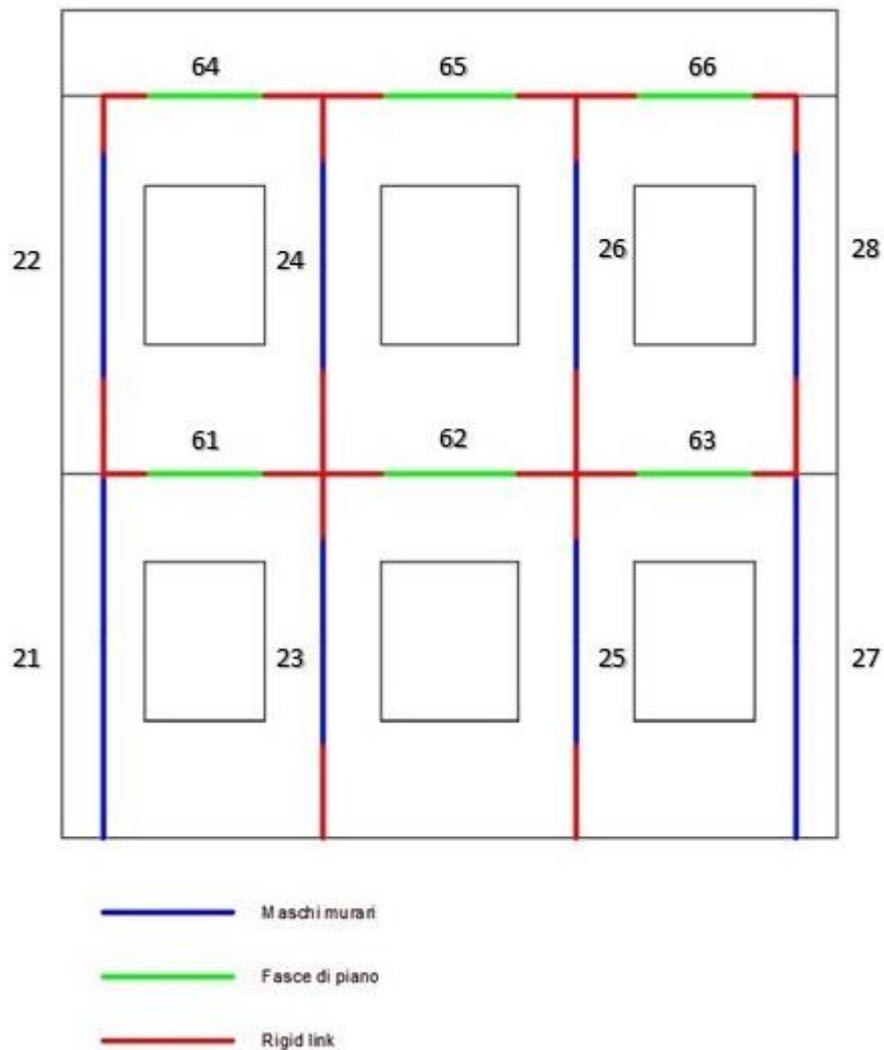


Figura 61: modello a telaio equivalente Windows Wall con numerazione degli elementi

### 5.9.1 Risultati Windows Wall ConcreteCM

Sono di seguito riportati i risultati sulle analisi numeriche svolte sulla parete Windows Wall attraverso la modellazione vista in precedenza, Figura 62. Come nel caso del Door Wall l'utilizzo di ConcreteCM crea dei problemi di convergenza rendendo impossibile l'esecuzione di tutti i cicli di carico. Come si vede infatti nella Figura 62 mancano la seconda metà del primo ciclo e l'intero secondo a lunghezza massima. Ciò nonostante il modello si avvicina molto alla resistenza reale della struttura anche se leggermente di meno rispetto al Door Wall infatti il massimo valore fornito dall'analisi numerica su OpenSees è di 144 kN rispetto ai 135 kN della prova sperimentale, con un errore quindi pari al 7% circa. Si può osservare che la resistenza del modello viene raggiunta per uno spostamento di circa 10,2 mm rispetto agli 11,2 mm della prova sperimentale. Si può osservare che in questo caso la differenza è minore rispetto al Door Wall. Per quanto riguarda le rotture dei maschi murari al primo piano il modello rende possibile identificare se la rottura è avvenuta per flessione o per taglio. Come si può infatti vedere dalla Figura 63 l'elemento 21 presenta una rottura flessionale per spostamenti positivi, mentre per quelli negativi la rottura sembra essere poco chiara. Per l'elemento 27 si può verificare un comportamento completamente opposto come si vede nella Figura 66. In questo caso la rottura per spostamenti positivi sembra essere più chiara e di taglio, non riuscendo a cogliere bene la tipologia di rottura indicata in Figura 76. Gli elementi 23 e 25, i centrali, presentano invece una chiara rottura a taglio per entrambi i tipi di spostamento, Figura 64 e 65. Si può notare in questo caso come la resistenza a taglio non sia simmetrica per ognuno dei due elementi in quanto si è tenuto conto dell'influenza dello sforzo normale nel calcolo della resistenza a taglio tramite la procedura descritta al paragrafo 5.6. Queste tipologie di rotture sono riscontrabili grazie al confronto con l'effettivo quadro fessurativo della struttura reale, come si può vedere in Figura 76.

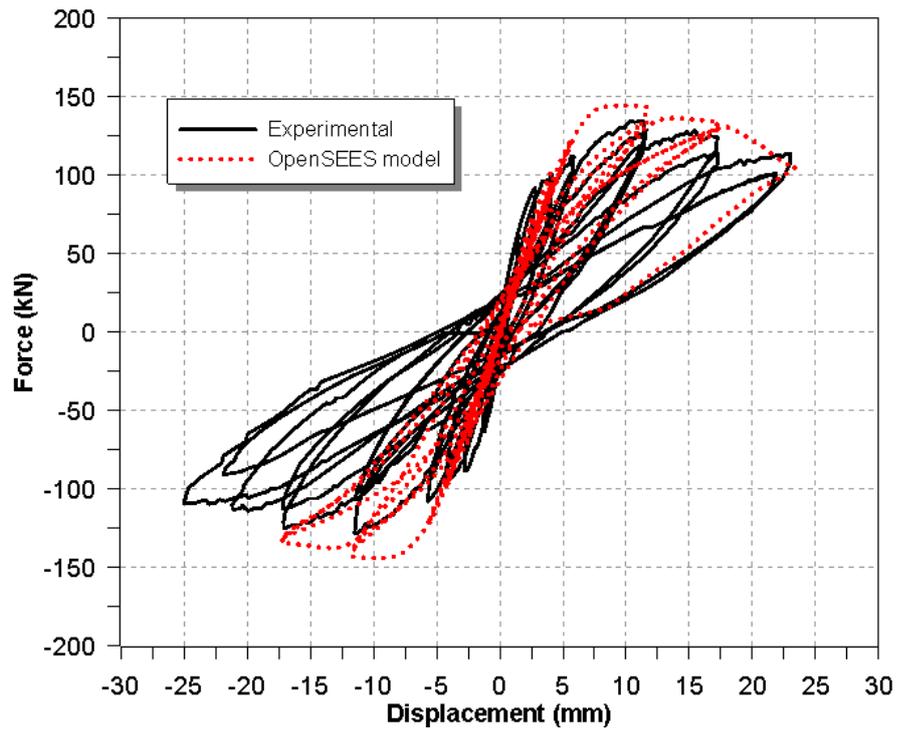


Figura 62 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio totale alla base-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall, dati sperimentali [6] vs risultati numerici

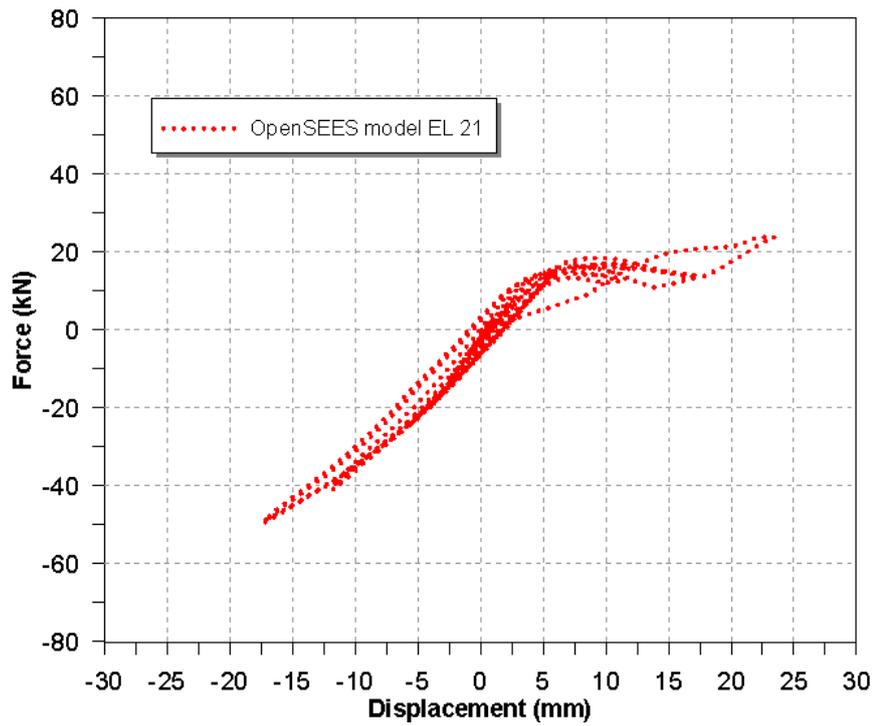


Figura 63 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 21-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall

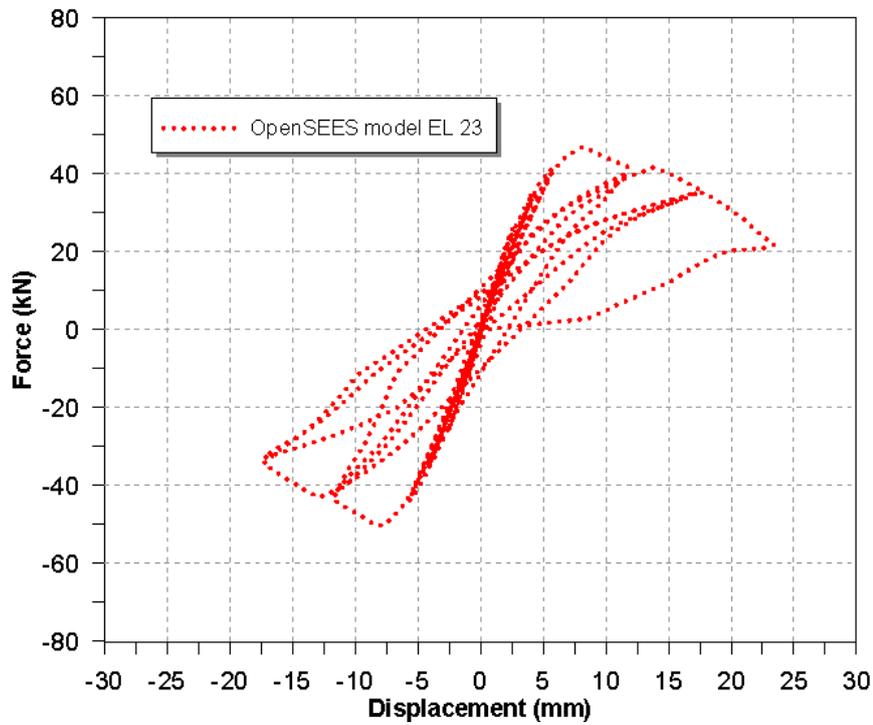


Figura 64 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 23-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall

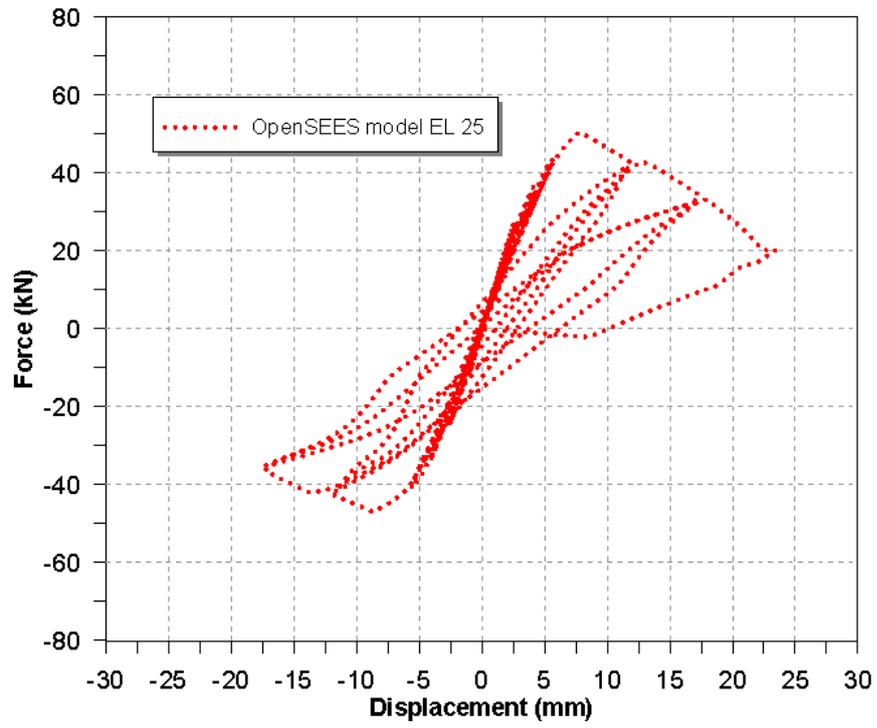


Figura 65 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 25-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall

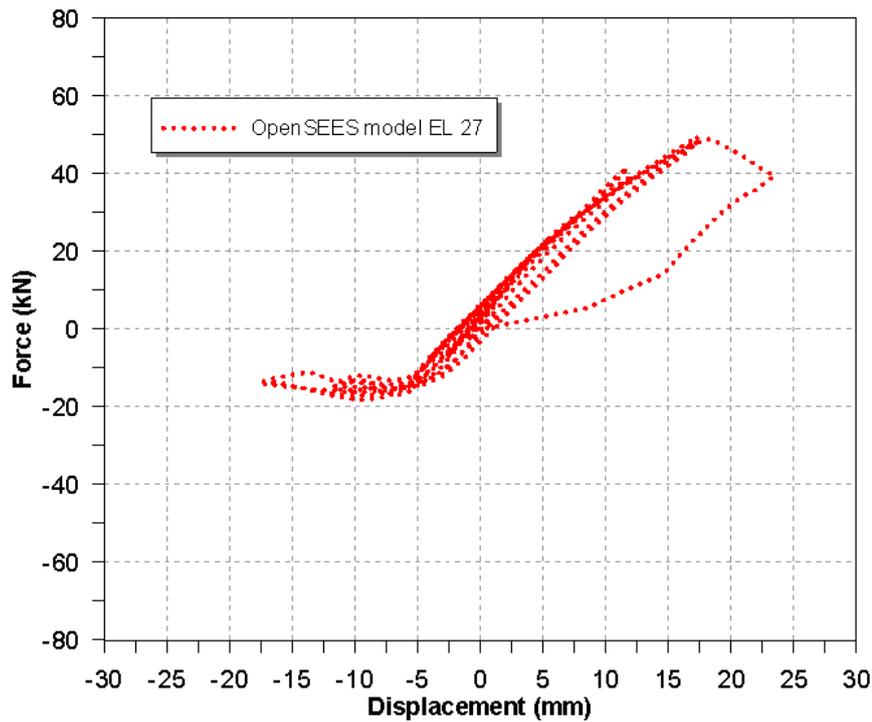


Figura 66 ConcreteCM - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 27-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall

### 5.9.2 Risultati Windows Wall Concrete02

Sono di seguito riportati i risultati sulle analisi numeriche svolte sulla parete Windows Wall attraverso la modellazione vista in precedenza, Figura 71. Come nel caso del Door Wall l'utilizzo di Concrete02 permette di completare l'intera storia di carico. Anche in questo caso il modello si avvicina molto alla resistenza reale della struttura anche se leggermente di meno rispetto al Door Wall infatti il massimo valore fornito dall'analisi numerica su OpenSees è di 141,4 kN rispetto ai 135 kN della prova sperimentale, con un errore quindi pari al 5% circa. Si può osservare che la resistenza del modello viene raggiunta per uno spostamento di circa 9 mm rispetto agli 11,2 mm della prova sperimentale. Si può osservare che in questo caso la differenza è maggiore rispetto al caso precedente. Per quanto riguarda le rotture dei maschi murari al primo piano il modello rende possibile identificare se la rottura è avvenuta per flessione o per taglio. Come si può infatti vedere dalla Figura 72 l'elemento 21 presenta una rottura flessionale per spostamenti positivi, mentre per

quelli negativi presenta una chiara rottura a taglio. Essendo la rottura per spostamenti positivi chiaramente di taglio non si riesce a cogliere bene la tipologia di rottura indicata in figura 76. Per l'elemento 27 si può verificare un comportamento completamente opposto come si vede nella Figura 75. Gli elementi 23 e 25, i centrali, presentano invece una chiara rottura a taglio per entrambi i tipi di spostamento, Figure 73 e 74. Si può notare in questo caso come la resistenza a taglio non sia simmetrica per ognuno dei due elementi in quanto si è tenuto conto dell'influenza dello sforzo normale nel calcolo della resistenza a taglio tramite la procedura descritta al paragrafo 5.6. Queste tipologie di rotture sono riscontrabili grazie al confronto con l'effettivo quadro fessurativo della struttura reale, come si può vedere in Figura 76.

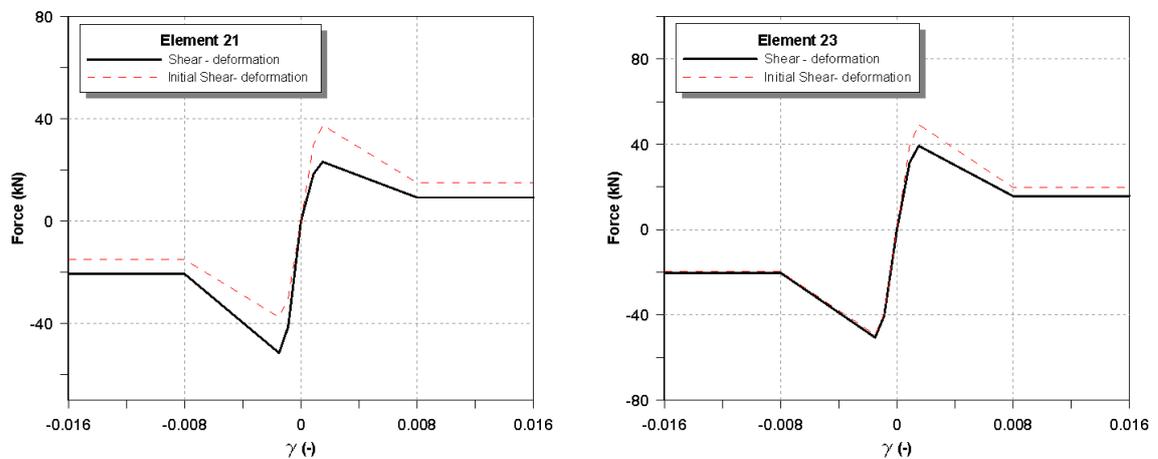


Figura 67: variazione della legge sforzo di taglio-deformazione per gli elementi 21 (sinistra) e 23 (destra)

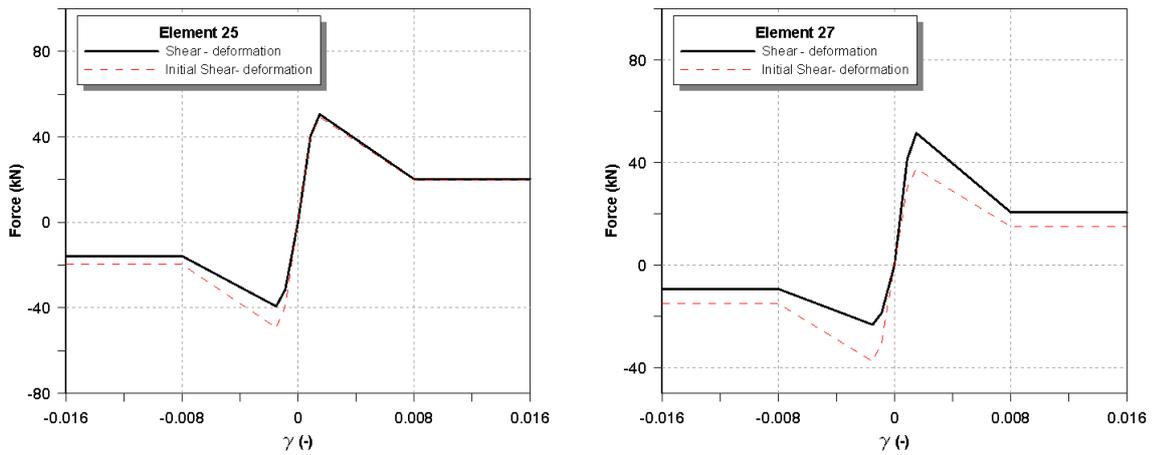


Figura 68 variazione della legge sforzo di taglio-deformazione per gli elementi 25 (sinistra) e 27 (destra)

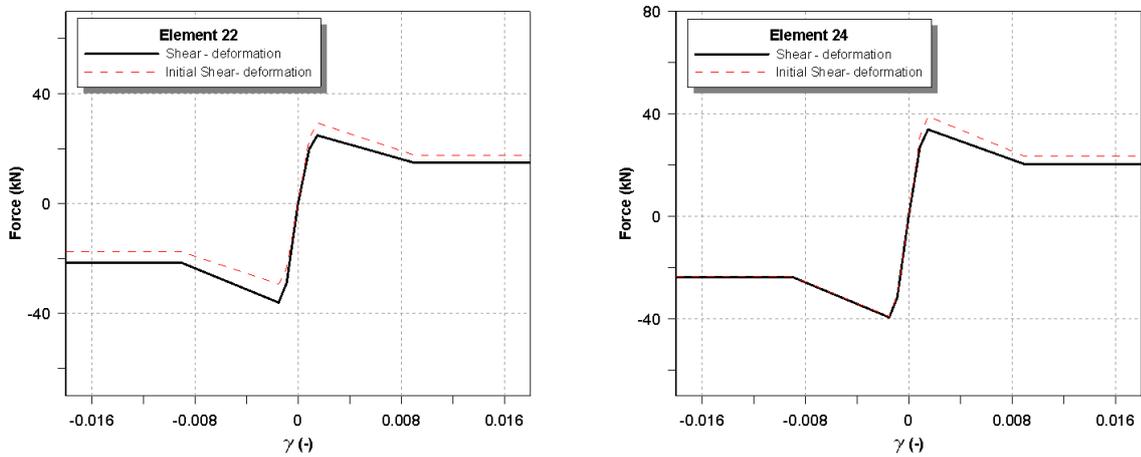


Figura 69 variazione della legge sforzo di taglio-deformazione per gli elementi 22 (sinistra) e 24 (destra)

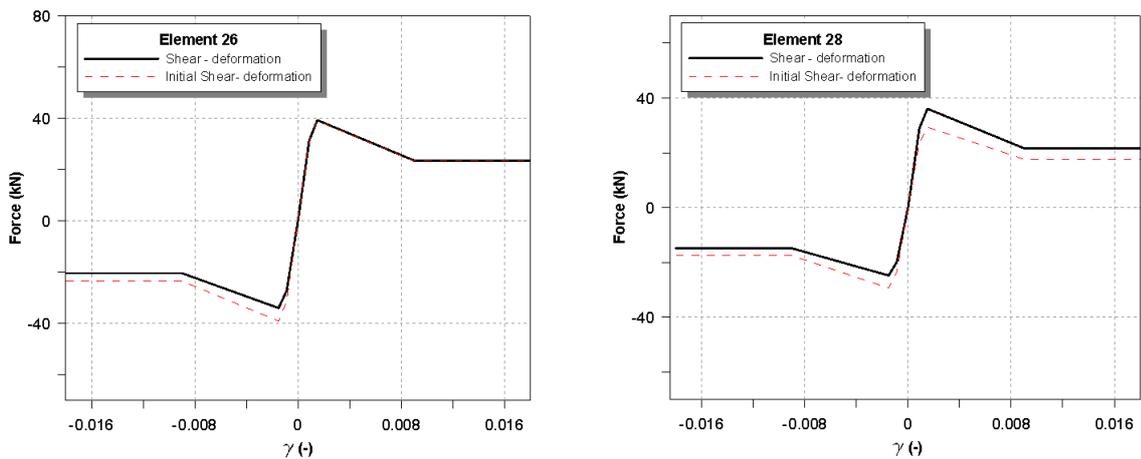


Figura 70 variazione della legge sforzo di taglio-deformazione per gli elementi 26 (sinistra) e 28 (destra)

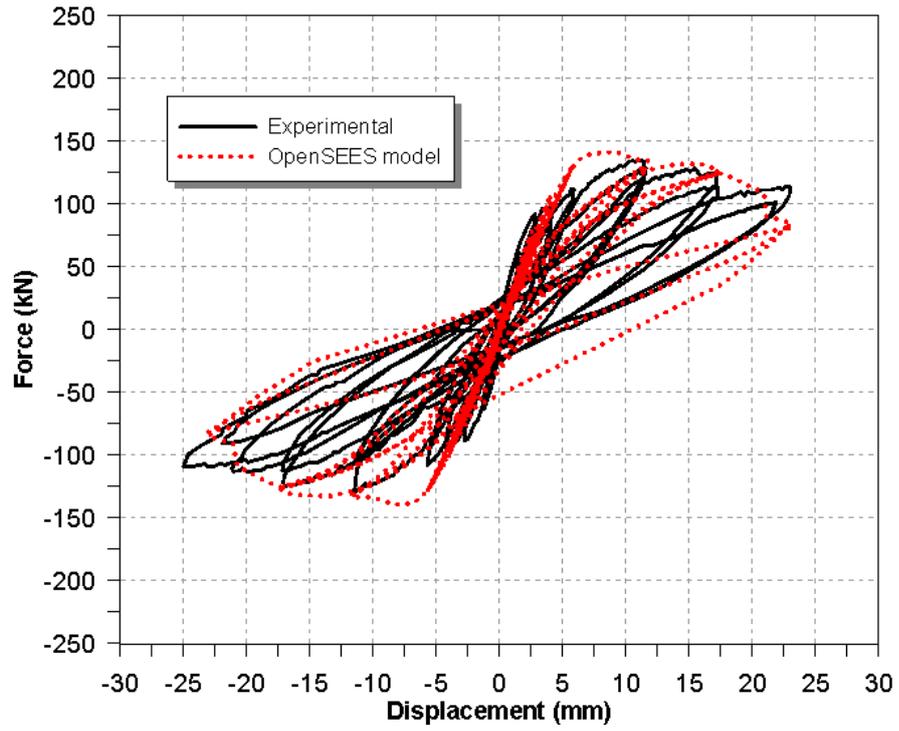


Figura 71 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio totale alla base-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall, dati sperimentali [6] vs risultati numerici

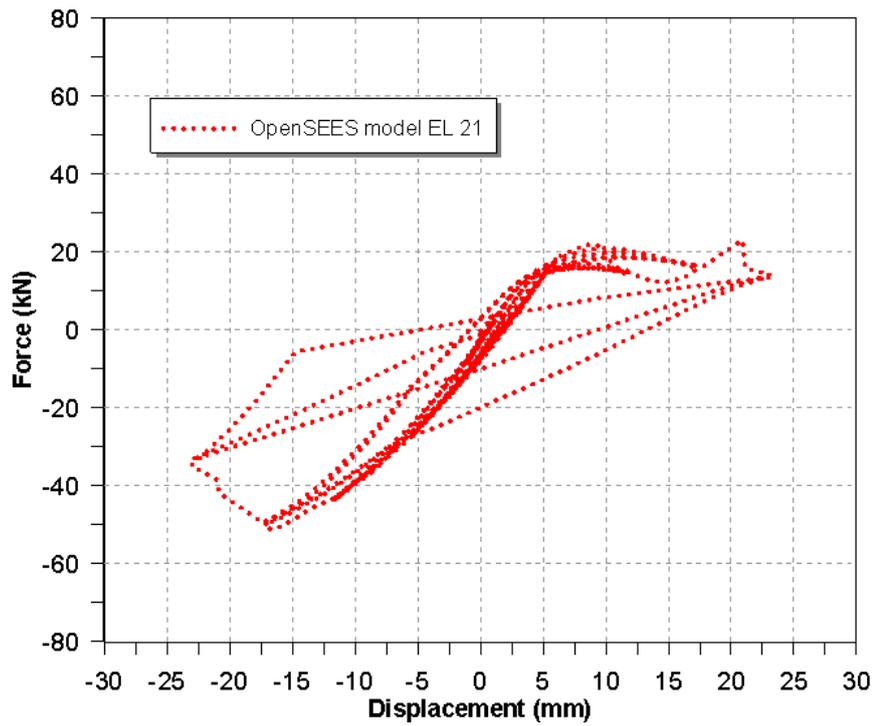


Figura 72 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 21-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall

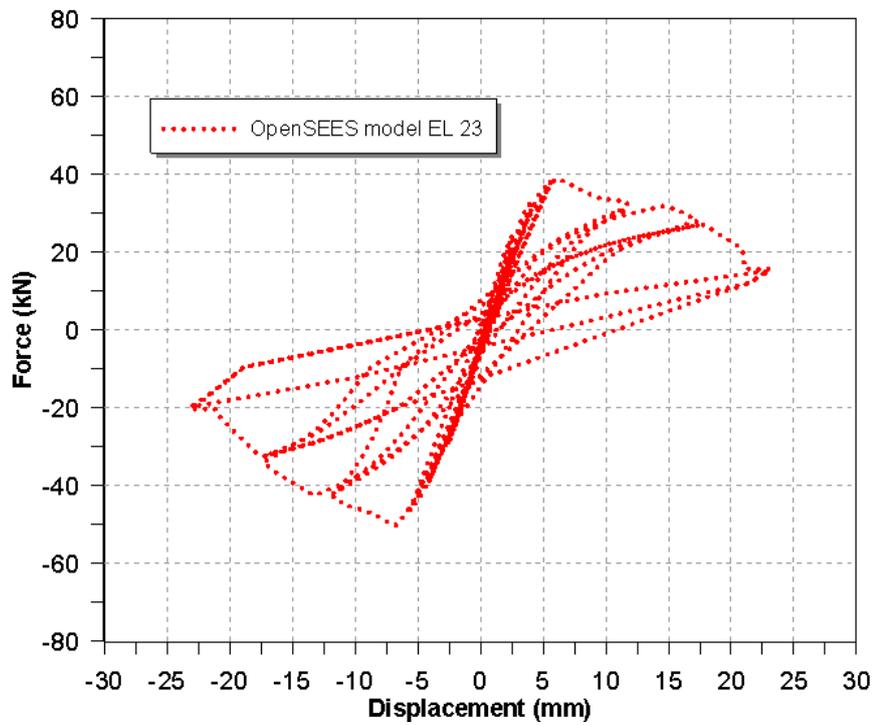


Figura 73 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 23-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall

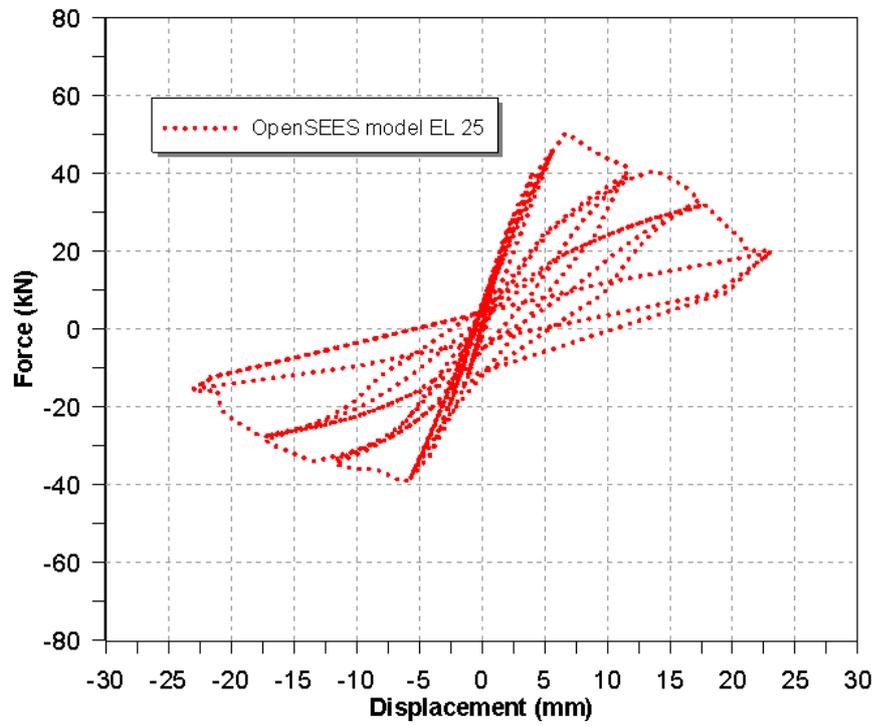


Figura 74 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 25-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall

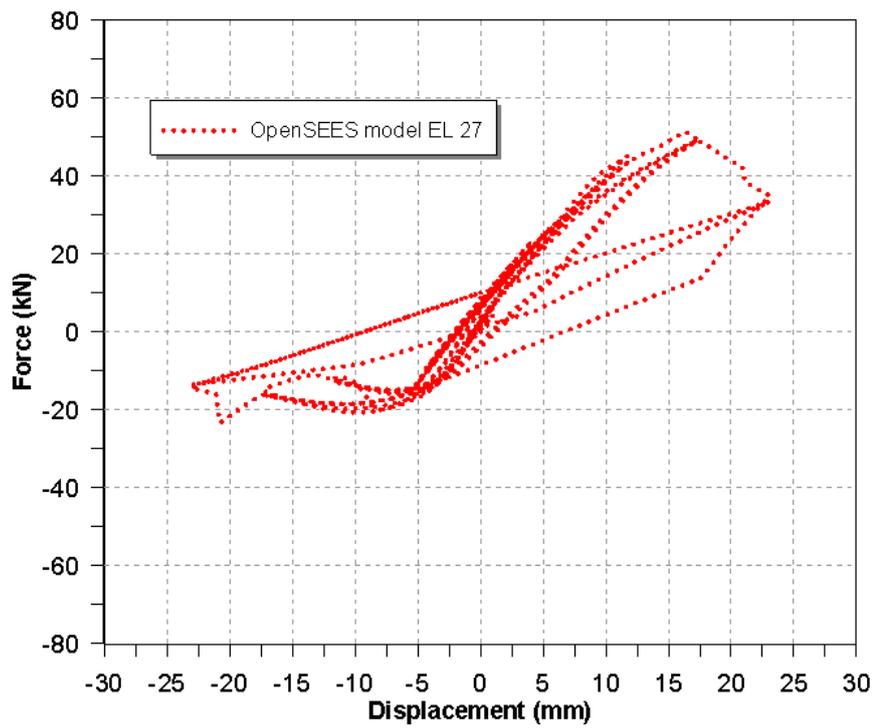


Figura 75 Concrete02 - Grafico sforzo di taglio dell'elemento 27-spostamento al secondo piano relativo al Windows wall

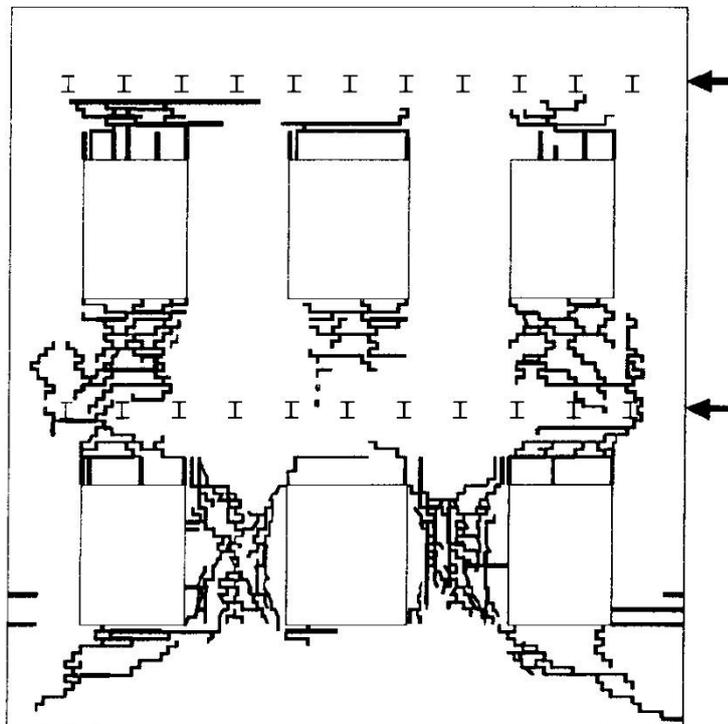


Figura 76: stato fessurativo finale della parete Windows Wall [6]

## 6. Conclusioni

Il lavoro svolto si presta ora ad una rilettura critica, necessaria a mettere in luce quanto emerso nel corso del suo sviluppo. Seguendo l'ordine logico dei capitoli, si può notare come la proposta di modello iniziale, mediata dal lavoro di Raka et al. [22], che vede l'utilizzo dei materiali "Pinching4" e "ConcreteCM" per la descrizione rispettivamente del comportamento a taglio e flessionale della muratura, ben si presta a descrivere il comportamento dei maschi murari sia quando la rottura avviene per superamento della resistenza a taglio quando questa sia dominante, sia per superamento della resistenza a flessione in caso contrario. Non meno importante è sottolineare l'efficacia del comando "Section Aggregator" in associazione a queste due leggi costitutive nel discernere quale dei due fenomeni di collasso sia dominante ad ogni passo dell'analisi, sia questa di tipo incrementale (pushover) che di tipo ciclico. Ruolo fondamentale in questa fase è giocato dalla taratura dei parametri dei materiali, di cui si parla diffusamente nel capitolo dedicato alla calibrazione. Essa come si è visto presenta delle difficoltà nella scelta dei parametri che regolano la forma dei cicli di isteresi dovuta al reale comportamento della muratura, non sempre di facile interpretazione anche nelle prove più semplici, dove talvolta presenta asimmetrie nella forma dei cicli, pur mantenendo una buona simmetria dal punto di vista delle resistenze e della forma dell'involuppo. Come già discusso nel capitolo pocanzi menzionato tale comportamento risiede nelle innumerevoli incertezze e alla variabilità locale delle caratteristiche dei costituenti effettivi della muratura: i blocchi e la malta. Non si deve inoltre dimenticare come il comportamento reale sia più realisticamente descrivibile mediante l'utilizzo di modelli discreti, che richiedono tuttavia un livello di conoscenza più approfondito della struttura in esame e richiedono tempi di calcolo superiori.

Successivamente, nella validazione, si è potuto verificare come il modello ben si presta anche alla descrizione del comportamento di strutture più complesse. Ciò aiuta a carpire, entro limiti ingegneristicamente accettabili, sia la resistenza alla

base che la tipologia di rottura (taglio o flessione) dei principali elementi resistenti: i maschi murari. Questa accuratezza è stata possibile soprattutto mediante l'utilizzo di opportuni accorgimenti che vanno a sfruttare la possibilità di realizzare legami asimmetrici. Infatti, come spiegato nel capitolo 5, grazie ad essi è stato possibile considerare in maniera semplificata sia la riduzione della resistenza a taglio, dovuta ad una diminuzione dello sforzo normale in un elemento, che, al contrario, l'aumento della resistenza a taglio dovuta ad un aumento dello sforzo normale agente.

Nel lavoro si vede tuttavia come sia stato necessario, per modellare le fasce di piano, l'utilizzo di leggi semplificate al fine di evitare problemi di stabilità numerica che comportano il fallimento dell'analisi o all'insorgenza di incongruenze fisiche per quel che riguarda gli spostamenti relativi dei nodi a livello dei piani. L'incidenza di questi fenomeni è stata, inoltre, fortemente ridotta mediante l'opportuno utilizzo di "Rigid Link", come discusso nel capitolo 5.

Da quanto detto emerge come il modello ben si presti in un'analisi di primo tentativo ad ottenere informazioni sia di tipo qualitativo, cioè sulla tipologia di collasso più probabile a cui andranno in contro i principali elementi resistenti, sia di tipo quantitativo, entro i ragionevoli limiti che caratterizzano l'utilizzo di un modello semplificato, per quanto riguarda la resistenza dei maschi murari e quindi dell'intera struttura. Quanto appena detto si rivela di notevole interesse eseguendo un confronto tra questa procedura di modellazione e altre comunemente utilizzate ma che richiedono una modellazione più complessa, come ad esempio FEM 2D o 3D e DEM 2D o 3D, che permettono di ottenere risultati più precisi e di cogliere fenomeni più complessi, quali i collassi locali. In quest'ottica le caratteristiche fondamentali su cui soffermarsi per caratterizzare i vantaggi di quanto proposto nel presente lavoro sono tre:

- Il livello di conoscenza necessario alla definizione del modello è in genere più basso, avendo a che fare con leggi costitutive più semplici che richiedendo di norma un minor numero di parametri.
- Considerando un generico operatore è ragionevole assumere che, oltre a quanto detto al punto precedente, e tenendo conto che un modello più semplice coinvolge in genere un minor numero di nodi oltre che elementi

monodimensionali (meno complessi), il tempo necessario all'implementazione è in genere inferiore rispetto a metodi più complessi;

- Il costo computazionale, per gli stessi motivi menzionati ai punti precedenti, è in genere molto inferiore.

Queste osservazioni permettono di affermare che tale procedura possiede un'alta efficienza in termini tempistici che è un requisito fondamentale per l'ottenimento di dati iniziali importanti nello studio di una struttura. Come è ovvio questi risultati non offrono una valida ragione per sostituire questa procedura ad altre più raffinate. Costituiscono, però, un ottimo punto di partenza propedeutico all'utilizzo di modellazioni più accurate con i risultati delle quali sarà possibile effettuare dei confronti e trarre delle considerazioni importanti ai fini di comprensione del comportamento strutturale. Ciò è di importanza fondamentale in un'ottica di modellazione strutturale che prevede di progredire nell'accuratezza tenendo conto di complessità via via maggiori ed utilizzando come termine di paragone quanto fatto in precedenza.

Non vanno però dimenticate le difficoltà numeriche che possono insorgere per via dell'utilizzo di leggi costitutive più complesse, quali ad esempio "Pinching4" e "ConcreteCM". Questi problemi sono in genere comunque risolvibili mediante l'impiego di semplificazioni su alcuni elementi meno influenti nel comportamento strutturale complessivo. Nel lavoro svolto, queste semplificazioni sono state fatte ad esempio sugli elementi costituenti le fasce di piano. È inoltre possibile fare ricorso ad accorgimenti, quali ad esempio i "Rigid Link", per scongiurare la presenza di comportamenti numericamente plausibili ma lontani dalla realtà oggettiva dei fatti sperimentali osservati.

L'interesse nel lavoro presentato risiede inoltre negli ulteriori possibili sviluppi di questa modellazione. È infatti possibile ad esempio tenere in conto dell'interazione tra sforzo normale e resistenza al taglio in modo più accurato consentendo l'interazione tra le due leggi ad ogni iterazione. Ciò potrebbe essere possibile in una logica simile a quella del materiale "Limit State Material" che è in grado di cogliere la riduzione della resistenza al taglio nel calcestruzzo mediante la definizione di una curva limite detta "Limit Shear Curve".

# Bibliografia

- [1] ESECMaSE, «ESECMaSE,» Horizontal Research Activities Involving SME's, [Online]. Available: <http://www.esecmase.org>.
- [2] G. Magenes, P. Morandi e A. Penna, «In-plane cyclic tests of calcium silicate masonry walls,» *14th International Brick Block Masonry Conference*, 2008.
- [3] G. Magenes, P. Morandi e A. Penna, «D 7.1 c Test results on the behaviour of masonry under static cyclic in plane lateral loads.,» *Test Report, ESECMaSE Project, University of Pavia, EURCENTRE, Italy*, 2008.
- [4] A. Anthoine, G. Magonette e M. Guido, «Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls,» *Proceedings of the 10th European conference on earthquake engineering*, vol. 3, 1995.
- [5] P. Morandi, L. Albanesi e G. Magenes, «In-Plane Cyclic Response of New Urm Systems with Thin Web and Shell Clay Units,» *Journal of Earthquake Engineering*, 2019.
- [6] G. Magenes, G. M. Calvi e G. R. Kingsley, «Seismic Testing of a Full-Scale, Two-Story Masonry Building: Test Procedure and Measured Experimental Response,» *Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype - Numerical Prediction of the Experiment, Report 3.0 - G.N.D.T.*, 1995.
- [7] PEER, «Opensees,» University of California, Berkley, CA, [Online]. Available: <https://opensees.berkeley.edu>.
- [8] M. Peruch, E. Spacone e P. B. Shing, «Cyclic Analyses of Reinforced Concrete Masonry Panels Using a Force-Based Frame Element,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 145, n. 7, 2019.
- [9] P. Morandi, L. Albanesi, F. Graziotti, T. Li Piani, A. Penna e G. Magenes, «Development of a dataset on the in-plane experimental response of URM piers with bricks and blocks,» *Development of a dataset on the in-plane experimental response of URM piers with bricks and blocks*, vol. 190, pp. 593-611, 2018.
- [10] G. Cardani, La vulnerabilità sismica dei centri storici: il caso di Campi Alto di Norcia. Linee guida per la diagnosi finalizzata alla scelta delle tecniche di intervento per la prevenzione dei danni, Ph.D. thesis, Politecnico di Milano, Italy , 2004.
- [11] P. G. Touliatos, «Seismic Behaviour of Traditionally-Built Constructions,» in *Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes. International Centre for Mechanical Sciences (Courses and Lectures)*, vol. 359, V., Petrini, Save, M.; Springer, Vienna, 1996.

- [12] G. Magenes e G. M. Calvi, «In-plane seismic response of brick masonry walls,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 26, 1997.
- [13] V. Turnšek e F. Čačovič, «Some experimental results on the strength of brick masonry walls.,» *Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference*, pp. 149-156, 1971.
- [14] CEN, Eurocode 6: design of masonry structures—part 1-1: common rules for reinforced and unreinforced masonry structures., Brussels, 2005.
- [15] S. Cattari e S. Lagomarsino, «A strength criterion for the flexural behaviour of sprandels in un-reinforced masonry walls,» *Proc. of 14th WCEE*, 2008.
- [16]
- [17] P. B. Lourenço, «Computations on historic masonry structures,» *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 4, pp. 301 - 319, 202.
- [18] F. Mola e R. Vitalini, «Analysis, diagnosis and preservation of ancient monuments: the St. Mark's Basilica in Venice,» *Structural analysis of historical constructions I. CIMNE, Barcelona, Spain*, pp. 166-188, 1995.
- [19] A. Galasco, S. Lagomarsino e A. Penna, «Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura,» *In Atti del "X Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera*, pp. 9-13, 2001.
- [20] J. V. Lemos, «Discrete Element Modeling of Masonry Structures,» *International Journal of Architectural Heritage*, pp. 190-213, 2007.
- [21] M. Dolce, «Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche,» *L'Industria delle costruzioni*, pp. 44-57, 1991.
- [22] E. Raka, E. Spacone, V. Sepe e G. Camata, «Advanced frame element for seismic analysis of masonry structures: model formulation and validation,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 44, p. 2489–2506, 2015.
- [23] V. Sepe, E. Spacone, E. Raka e G. Camata, «Seismic analysis of masonry buildings: equivalent frame approach with fiber beam elements,» *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics*, pp. 237-244, 2014.
- [24] M. Peruch, E. Spacone e G. Camata, «Nonlinear analysis of masonry structures using fiber-section line elements,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 48, p. 1345– 1364, 2019.
- [25] M. Peruch, E. Spacone e P. Sing, «Analysis of reinforced masonry structures: Equivalent frame approach with Force-Based Elements,» *Brick and Block Masonry: Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference*, pp. 291-299, 2016.

- [26] E. Spacone, F. C. Filippou e F. F. Taucer, «Fibre beam–column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation.,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, n. 7, pp. 711-725, 1996.
- [27] E. Spacone, F. C. Filippou e F. F. Taucer, «Fibre beam–column model for non-linear analysis of r/c frames: part ii. applications.,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, n. 7, pp. 727-742, 1996.
- [28] B. Scott, N. G. Bunni, R. Park e M. Priestley, «Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain Rates,» *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 79, n. 6, pp. 496-498, 1982.
- [29] D. C. Kent e R. Park, «Flexural members with confined concrete.,» *Journal of the Structural Division*, 1971.
- [30] E. Thorenfeldt, A. Tomaszewicz e J. J. Jensen, «Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design,» *Proceedings of the Symposium on Utilization of High-Strength Concrete (Stavanger, Norway)*, 1987.
- [31] A. Belarbi e T. T. C. Hsu, «Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete,» *ACI Structural Journal*, vol. 91, n. 4, pp. 465-474, 1994.
- [32] K. Orakcal, L. M. Massone e J. Wallace, «Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses.,» *PEER-2006/07, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley*, 2006.
- [33] G. A. Chang e J. B. Mander, «Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1-evaluation of seismic capacity.,» NCEER Technical Report No. NCEER-94-0006, State University of New York, Buffalo, 1994.
- [34] PEER, «Opensees,» University of California, Berkley, CA, [Online]. Available: [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/ConcreteCM\\_-\\_Complete\\_Concrete\\_Model\\_by\\_Chang\\_and\\_Mander\\_\(1994\)](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/ConcreteCM_-_Complete_Concrete_Model_by_Chang_and_Mander_(1994)).
- [35] W. T. Tsai, «Uniaxial Compressional Stress-Strain Relation of Concrete,» *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 114, n. 9, pp. 2133-2136, 1988.
- [36] PEER, «Opensees,» University of California, Berkley, CA, [Online]. Available: [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/ConcreteCM\\_-\\_Complete\\_Concrete\\_Model\\_by\\_Chang\\_and\\_Mander\\_\(1994\)](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/ConcreteCM_-_Complete_Concrete_Model_by_Chang_and_Mander_(1994)).
- [37] L. N. Lowes, N. Mitra e A. Altoontash, «A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames,» PEER Report 2003/10 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, USA, 2004.

- [38] N. Mitra e L. N. Lowes, «Evaluation, Calibration, and Verification of a Reinforced Concrete Beam–Column Joint Model,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 133, n. 1, 2007.
- [39] PEER, «Opensees,» University of California, Berkley, CA, [Online]. Available: [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pinching4\\_Material](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pinching4_Material).
- [40] Y. Park e A. H. S. Ang, «Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete,» *Journal of Structural Engineering ASCE*, vol. 111, n. 4, pp. 722-739, 1985.
- [41] PEER, «Opensees,» University of California, Berkley, CA, [Online]. Available: [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Section\\_Aggregator](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Section_Aggregator).
- [42] G. Magenes e G. M. Calvi, «Cyclic behaviour of brick masonry walls,» *10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, Spain*, vol. 3, pp. 517-522, 1992.
- [43] A. S. o. C. Engineers, FEMA 356. Prestandard for the seismic rehabilitation of buildings, Reston, VA, USA, 2000.
- [44] F. Graziotti, A. Rossi, M. Mandirola, A. Penna e G. Magenes, «Experimental characterization of calcium-silicate brick masonry for seismic assessment,» *Brick and block masonry: trends, innovations and challenges—proceedings of the 16th international brick and block masonry conference*, pp. 1619-1628, 2016.
- [45] G. M. Calvi e G. Magenes, «Experimental Research on Response of URM Building Systems,» in *Proceeding of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings (Technical report NCEER-94-0021)*, 1994, pp. 3.41 - 3.57.
- [46] D. Abrams e A. C. Costley, «Dynamic Response Measurements for URM Building Systems,» in *Proceeding of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings (Technical report NCEER-94-0021)*, 1994, pp. 3.27-3.39.
- [47] L. Binda, G. Mirabella Roberti, C. Tiraboschi e S. Abbaneo, «Measuring masonry material Properties,» in *Proceeding of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings (Technical report NCEER-94-0021)*, 1994, pp. 6.3-6.24.
- [48] P. P. E. R. Center, "Opensees," University of California, Berkley, CA, [Online]. Available: <https://opensees.berkeley.edu>.

## Ringraziamenti

Desidero concludere questa tesi e questo capitolo della mia vita ringraziando chi, in questi anni, mi ha aiutato e supportato in tutto quello che ho fatto.

Un doveroso ringraziamento va all'Ing. Fabio Di Trapani per la sua disponibilità e per avermi seguito e guidato nello svolgimento di questa tesi dimostrando grande professionalità.

Un ringraziamento speciale va alla mia famiglia, per avermi sostenuto fin dagli inizi del mio percorso formativo ed avermi sempre supportato nei momenti più difficili.

Ultimi, ma non per importanza, gli amici e i ragazzi con cui ho condiviso questo percorso, grazie per aver reso questo cammino meno faticoso ed avermi aiutato a staccare la spina nei momenti di maggiore difficoltà.