

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in

Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Resistenza fuori piano di tamponamenti in muratura
all'interno di telai in calcestruzzo armato
Valutazioni empiriche



Relatore:

Prof. Di Trapani Fabio

Correlatore:

Dott. Ing. Tomaselli Giovanni

Candidato:

Alessandro Vizzino

Anno accademico 2019/2020

Indice

1. INTRODUZIONE.....	1
2. MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA FUORI PIANO DEI TAMPONAMENTI IN MURATURA.....	4
2.1 Modelli basati sul comportamento ad arco	4
2.2 Grado di accuratezza delle relazioni presenti in letteratura	10
2.2.1 Angel (1994).....	12
2.2.2 Bashandy et.al (1995) e Klingner (1996).....	13
2.2.3 FEMA 356.....	15
2.2.4 Eurocodice 6.....	16
2.2.5 Ricci et al. (2018)	17
2.2.6 Liberatore et al. (2020).....	18
2.3 Considerazioni finali.....	19
3. MODELLAZIONE NUMERICA DELLA RISPOSTA FUORI PIANO	22
3.1 Campagna sperimentale di riferimento	22
3.2 Scala di modellazione	24
3.3 Modellazione numerica.....	25
3.3.1 Concrete damaged plasticity model (CDP).....	26
3.3.2 Surface-based cohesive behavior model	32
3.4 Descrizione del modello.....	37
3.5 Calibrazione del modello	51

3.5.1 Calibrazione numerica del blocco in laterizio	51
3.5.2 Calibrazione numerica del pannello in muratura intelaiato	52
4. VALIDAZIONE DEI PARAMETRI UTILIZZATI PER LA CALIBRAZIONE DEL MODELLO	59
4.1 Analisi predittiva Ricci et al. 120_OOP_4E (2018)	59
4.2 Analisi predittiva De Risi et al. OOP (2019).....	64
5. ANALISI PREDITTIVE	71
5.1 Effetto della snellezza h/t	71
5.1.1 Ricci (2018) - Pannello rettangolare $w/h=1.28$	72
5.1.2 De Risi (2019) – Pannello quadrato $w/h=1$	75
5.2 Effetto della resistenza a compressione dei blocchi f_b	76
5.2.1 Ricci et al. (2018) 80_OOP_4E.....	77
5.2.2 Ricci et al. (2018) 120_OOP_4E.....	78
5.2.3 De Risi et al. (2019) OOP	79
5.3 Effetto del carico distribuito applicato sul traverso superiore q	81
5.4 Effetto della modalità di applicazione del carico sul pannello.....	84
6. RICERCA DI UNA NUOVA RELAZIONE PREDITTIVA.....	87
6.1 Nuova relazione proposta.....	87
6.2 Analisi predittive su azioni IP+OOP	91
7. CONCLUSIONI.....	100
8. BIBLIOGRAFIA.....	102

1. INTRODUZIONE

Il comportamento di una muratura intelaiata rappresenta, ancora oggi, una questione soggetta a numerosi studi in quanto riveste un ruolo fondamentale per la definizione della risposta sismica delle costruzioni.

Durante un terremoto le strutture sono soggette alle azioni generate dalle onde sismiche che si trasferiscono sui pannelli in muratura sotto forma di azioni contenute nel piano del pannello (IP) e azioni fuori piano (OOP). La maggior parte degli studi svolti in questi anni si sono concentrati sulla generazione di modelli in grado di simulare e prevedere il comportamento del pannello soggetto ad azioni combinate IP+OOP, trascurando tuttavia l'analisi del comportamento della muratura intelaiata soggetta esclusivamente ad azioni fuori dal piano (OOP).

Si è visto, da analisi condotte su strutture esistenti, che a seguito di un evento sismico i pannelli si indeboliscono a causa delle azioni nel piano, ma il rischio di rottura è legato principalmente alle azioni agenti fuori dal piano (Fig.1).



Figura 1 - Esempio collasso muratura fuori piano

Le rotture fuori piano delle murature portano a danni importanti che vanno dalla perdita di funzionalità della struttura fino ad eventi estremi come la morte delle persone residenti o presenti in prossimità dell'edificio.

Per questo motivo, sono state condotte diverse analisi sul meccanismo di danneggiamento fuori-piano. Da tali studi si è potuto osservare come i tamponamenti mostrino una notevole robustezza e capacità di spostamento quando sollecitati da azioni fuori dal piano. Tale capacità è legata al meccanismo ad arco che si innesca in queste condizioni (Fig. 2).

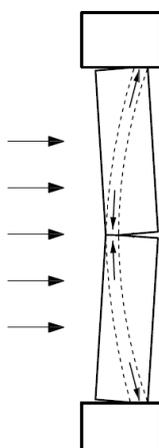


Figura 2 - Meccanismo resistente ad arco

Osservando il quadro fessurativo a seguito dei test sperimentali condotti, inoltre è possibile apprezzare come il comportamento di un pannello in muratura intelaiato possa essere assimilato al comportamento di una piastra (Fig. 3).

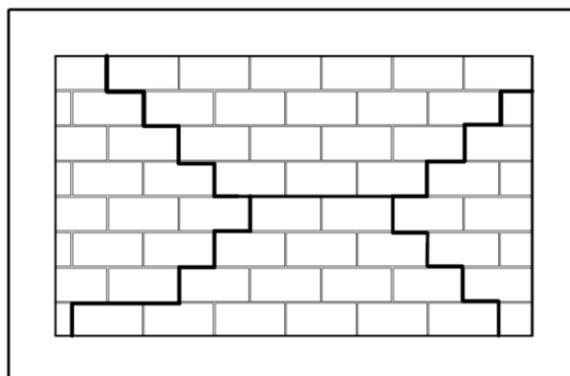


Figura 3 - Quadro fessurativo di un pannello soggetto ad una azione fuori piano

In seguito a questi studi si sono sviluppate varie teorie e diversi modelli basati sul riconoscere il comportamento ad arco come meccanismo resistente per le murature intelaiate. Seppur partendo dalla medesima considerazione teorica i risultati forniti da tali modelli sono spesso contrastanti e non in grado di prevedere in maniera corretta il comportamento della muratura.

La scarsa adeguatezza di tali modelli è legata principalmente alle incertezze che caratterizzano tale elemento strutturale, tra tutte la natura eterogenea dei materiali costituenti la muratura stessa. Nonostante queste incertezze introdurre una relazione in grado di fornire una buona stima della resistenza a collasso è fondamentale per prevedere il comportamento delle strutture durante un evento sismico.

La ricerca illustrata in questo elaborato ha lo scopo di valutare il comportamento fuori piano di un pannello integro in modo tale da isolare il problema e riconoscere i parametri e i meccanismi principali che portano a rottura un pannello in muratura intelaiata. Si cercherà inoltre di fornire una formulazione in grado di prevedere in maniera corretta la resistenza di tali elementi.

Per giungere a tale risultato si procederà attraverso la realizzazione di un modello FEM e la calibrazione dello stesso sulla base dei risultati di campagne sperimentali presenti in letteratura [1] [2] [3]. Una volta raggiunta la calibrazione dei modelli si proseguirà con analisi parametriche per valutare come la variazione di proprietà meccaniche, geometriche e condizioni di carico vadano ad influenzare il valore della resistenza ultima ($F_{OOP,max}$).

2. MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA FUORI PIANO DEI TAMPONAMENTI IN MURATURA

In questo capitolo si porrà l'attenzione sui vari studi condotti nel corso degli anni. Inizialmente si fornirà una panoramica dei modelli basati sul meccanismo ad arco presenti in letteratura per la previsione del comportamento fuori piano della muratura intelaiata (URM).

Successivamente si procederà ad eseguire un confronto tra la capacità ultima dei campioni presenti in diverse campagne sperimentali e il valore predetto dai modelli presi in considerazione con lo scopo di valutare la loro affidabilità.

In questo modo sarà possibile valutare diversi aspetti fondamentali che saranno il punto di partenza su cui si baserà la ricerca.

2.1 Modelli basati sul comportamento ad arco

Sulla base delle osservazioni sperimentali diversi ricercatori hanno focalizzato la loro attenzione sul comportamento ad arco del pannello. Dopo la formazione della prima fessura, si formano due segmenti di muratura che ruotano rigidamente attorno alle due estremità.

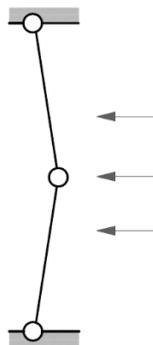


Figura 4 - Meccanismo ad arco, schema statico idealizzato

Lo schema statico di tale meccanismo può essere assimilato ad un arco a tre cerniere (Fig. 4) in cui la rottura viene raggiunta per schiacciamento a compressione della muratura [4]. Il primo ad ipotizzare il comportamento ad arco è stato McDowell et al. [5][6], sulla base del suo studio la determinazione della capacità ultima può essere espressa come:

$$F_{OOP,max} = \gamma \frac{f'_m}{2 \left(\frac{h}{t}\right)^2} wh$$

Il coefficiente γ dipende dal grado di snellezza, per valori di h/t intorno a 10 tale coefficiente assume valore pari a 1. Questa espressione è la prima in cui compare come parametro chiave la resistenza a compressione della muratura al posto della resistenza a trazione. Tale espressione si basa sull'effetto ad arco monodirezionale (*one-way arching*) per questo motivo fornisce valori di capacità ultima inferiori rispetto a quelli che realmente si avrebbero nel caso di muratura vincolata al telaio lungo tutti e quattro i lati. Dawe e Seah (1989) [7] sono stati i primi a proporre una formulazione basata sul concetto di effetto ad arco bidirezionale (*two way arching action*), ovvero si considera la formazione di un doppio arco uno in direzione longitudinale ed uno in direzione trasversale. In tale relazione viene preso in considerazione per la prima volta il contributo irrigidente fornito dal telaio, sia dal punto di vista flessionale che dal punto di vista torsionale, attraverso l'uso dei coefficienti α e β :

$$F_{OOP,max} = 4.5 f_m^{0.75} t^2 \left(\frac{\alpha}{l^{2.5}} + \frac{\beta}{l^{2.5}} \right) wh$$

dove:

$$\alpha = \frac{1}{h} (EI_c h^2 + GJ_c t h)^{0.25} \leq 50$$

$$\beta = \frac{1}{l} (EI_b l^2 + GJ_b t l)^{0.25} \leq 50$$

Nella precedente equazione l e h sono la lunghezza e l'altezza del pannello espressi in [mm], E e G sono rispettivamente il modulo di Young e il modulo di taglio in [Mpa], I_c e I_b sono i momenti di inerzia delle colonne e delle travi in [mm⁴], J_c e J_b sono le rigidezze torsionali delle colonne e delle travi in [mm⁴].

Uno degli studi sperimentali di maggiore interesse è stato condotto negli anni Novanta da Angel (1994) [8] e da Abrams, Angel, Uzarsky (1996) [9]. In questa campagna sperimentale è stato studiato l'effetto combinato legato all'azione IP+OOP. Infatti sui campioni analizzati l'azione fuori piano, applicata mediante l'utilizzo di airbag, è preceduta dalla applicazione di un carico ciclico in direzione parallela al pannello. Tale studio aveva come obiettivo quello di valutare la variazione della resistenza fuori piano al variare del grado di danneggiamento del pannello.

Le caratteristiche del campione analizzato sono riportate in Figura 5.

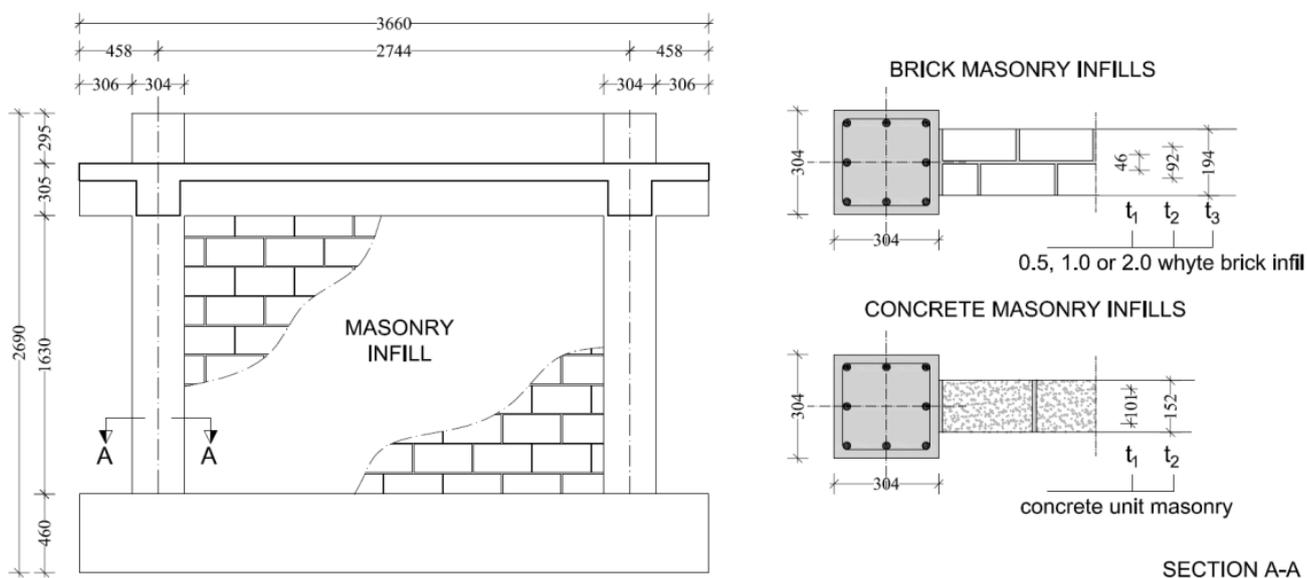


Figura 5 - Dettaglio del campione utilizzato nella campagna sperimentale Angel (1994)

I test hanno dimostrato che se il pannello risulta adeguatamente supportato su tutte le facce, il quadro fessurativo e la deformata sono assimilabili alla modalità di rottura di una lastra. Il meccanismo ad arco del pannello risulta fortemente condizionato dal grado di

snellezza (h/t), quanto più la snellezza aumenta tanto più il valore di resistenza a rottura del pannello diminuisce.

Un altro aspetto fondamentale che viene evidenziato da questo studio è il legame tra la resistenza ultima fuori piano e la resistenza a compressione della muratura.

Durante l'esecuzione dei test, sono stati evidenziati due meccanismi di rottura al variare del grado di snellezza del pannello:

- per valori elevati di snellezza (h/t), la crisi avviene per schiacciamento dei blocchi costituenti la muratura;
- per bassi valori di snellezza (h/t), la crisi è dovuta allo scorrimento del pannello rispetto al telaio in calcestruzzo armato.

Dai risultati ottenuti dalle varie prove si è stimata una formulazione in grado di prevedere il carico ultimo fuori-piano ($F_{OOP,max}$):

$$F_{OOP,max} = \frac{2f_{mv}}{(h/t)} \cdot \lambda \cdot R_1 \cdot R_2 \cdot w \cdot h$$

dove i coefficienti λ , R_1 , R_2 prendono in considerazione gli effetti del danneggiamento, la rigidità del telaio e la snellezza del pannello:

$$R_1 = \left(1.08 + \left(\frac{h}{t} \right) \left\{ -0.015 + \left(\frac{h}{t} \right) \left[-0.00049 + 0.000013 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \right\} \right)^{\Delta/2\Delta_{cr}}$$

$$R_2 = 0.357 + 2.49 \times 10^{-14} EI \leq 1.0$$

$$\lambda = 0.154e^{-0.0985(h/t)}$$

Nella precedente equazione, Δ è lo spostamento nel piano registrato sul pannello durante la prova, Δ_{cr} è lo spostamento di fessurazione mentre EI è la rigidità flessionale del più piccolo elemento che compone il telaio in calcestruzzo armato.

Nel caso di pannelli integri il coefficiente R_1 assume valore pari all'unità.

Successivamente è stato proposto da Bashandy et al. (1995) [10] e Klingner et al. (1996) [11] un modello che combina l'effetto ad arco sia in direzione orizzontale che in direzione verticale. L'espressione proposta per valutare il carico ultimo è la seguente:

$$F_{OOP,max} = \frac{8}{h} \cdot \left\{ M_{yv} [(l-h) + h \cdot \ln(2)] + M_{yh} \left(\frac{\chi_{yv}}{\chi_{yh}} \right) \cdot \ln \left(\frac{l}{l-h/2} \right) l \right\}$$

dove M_{yv} e M_{yh} sono calcolate come:

$$M_{yv} = \frac{0.85 f'_m}{4} (t - \chi_{yv})^2 \quad ; \quad M_{yh} = \frac{0.85 f'_m}{4} (t - \chi_{yh})^2$$

mentre χ_{yv} e χ_{yh} rappresentano lo spostamento ultimo raggiunto dal pannello e sono espressi in [mm]:

$$\chi_{yv} = \frac{t \cdot f'_m}{1000 E_m \left[1 - \frac{h}{2\sqrt{(h/2)^2 + t^2}} \right]}$$

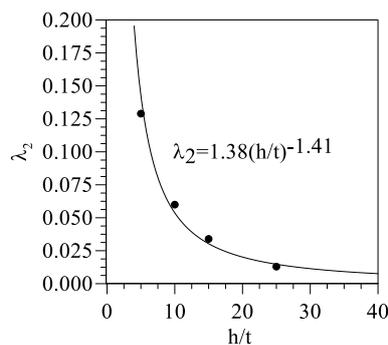
$$\chi_{yh} = \frac{t \cdot f'_m}{1000 E_m \left[1 - \frac{l}{2\sqrt{(l/2)^2 + t^2}} \right]}$$

nelle precedenti equazioni E_m rappresenta il modulo elastico della muratura espresso in Mpa.

L'espressione proposta da Angel è stata presa come riferimento e semplificata per essere introdotta nel codice FEMA 356 [12], in tale codice la resistenza minima fuori piano di un pannello intelaiato può essere valutata come:

$$F_{OOP,max} = \frac{0.7 \cdot f'_m \cdot \lambda_2}{\left(\frac{h}{t} \right)} \cdot w \cdot h$$

il parametro λ_2 dipende dal grado di snellezza e segue la legge indicata nella seguente figura (Fig. 6).


 Figura 6 - FEMA 356 λ_2 -h/t

In accordo con il codice FEMA, si può considerare il meccanismo resistente ad arco solo se il pannello è collegato su tutti e quattro i lati con il telaio, tutti gli elementi hanno adeguata rigidità e il rapporto di snellezza è minore o uguale di 25. Se non è possibile considerare il meccanismo ad arco, la resistenza fuori-piano del pannello viene posta pari alla resistenza flessionale della muratura.

L'Eurocodice 6 [13] propone una formulazione basata sul comportamento *one-way arching* in cui la resistenza ultima è determinata come:

$$F_{OOP,max} = f_{mv} \left(\frac{t}{h} \right)^2 wh$$

Ricci et al. (2018) hanno implementato una relazione empirica per calcolare la resistenza fuori piano utilizzando, oltre ai dati ricavati da vari pannelli testati durante la sua ricerca, anche valori ottenuti da campagne sperimentali presenti in letteratura Angel (1994), Flanagan e Bennet (1999) [14][15], Calvi e Bolognini (2001) [16], Hak et al. (2014) [17] e Furtado et al. (2016) [18]. La relazione empirica proposta è di seguito riportata:

$$F_{OOP,max} = 1.95 f_m^{0.35} \frac{t^{1.59}}{h^{2.96}} wh$$

in particolare $F_{OOP,max}$ è espressa in [N], f_m in [MPa], mentre t , h e w sono espressi in [mm].

Recentemente Liberatore et al. (2020) [19] hanno proposto una nuova relazione per valutare la resistenza di un pannello in muratura collegato al telaio lungo i quattro lati:

$$F_{OOP,max} = 0.26f_m^{0.6} \cdot \frac{h}{l} \cdot \left(\frac{h}{t}\right)^{-1.23} \cdot A$$

Questa equazione è valida per murature che presentano $h \geq l$ e per pannelli con resistenza a compressione inferiore a 15 Mpa.

Dopo aver analizzato le varie formule presenti in letteratura è possibile apprezzare come tutti i modelli analitici considerino la resistenza a compressione del pannello e il grado di snellezza come parametri fondamentali per la definizione della capacità ultima trascurando gli effetti legati all'applicazione di un carico verticale.

2.2 Grado di accuratezza delle relazioni presenti in letteratura

Per valutare l'accuratezza delle formulazioni analitiche presentate nel paragrafo precedente, si è fatto riferimento a dati ottenuti da prove sperimentali presenti in letteratura. In particolare, sono stati confrontati i risultati ottenuti da tredici campagne sperimentali con i risultati ottenuti utilizzando sei tra le varie formulazioni proposte.

Le campagne sperimentali di nostro interesse con le relative proprietà dei campioni analizzati sono riportati nelle seguenti tabelle (Tab. 1-2).

In Tabella 1 sono indicate le proprietà geometriche e le proprietà meccaniche del telaio in calcestruzzo armato presenti in letteratura, in alcuni casi non viene specificato il valore del modulo elastico del calcestruzzo. Al fine di poter utilizzare anche queste prove come confronto, si è ipotizzato un valore pari a:

$$E_c = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$$

in accordo con la Normativa Italiana NTC2018 [20].

Tabella 1 - Campagne sperimentali di riferimento e proprietà meccaniche del telaio

Experimental Study	Specimen	Column mm×mm	Beam mm×mm	Loading	E N/mm ²
Calvi & Bolognini (2001)	10	300×300	250×700	OOP	28960 ^a
Furtado et al. (2016)	Inf_01	300×300	300×500	OOP	24700
	Inf_02	300×300	300×500	OOP	24700
Akhoundi et al. (2016)	SIF-B	160×160	160×270	OOP	33584 ^a
Furtado et al. (2018b)	M4	300×300	300×500	OOP	24300
Ricci et al. (2018c)	80_OOP_4E	200×270	200×270	OOP	32308 ^a
	120_OOP_4E	200×270	200×270	OOP	32308 ^a
De Risi et al. (2019)	OOP	200×270	200×270	OOP	34053 ^a
Koutas & Bournas (2019)	S_CON	140×200	140×250	OOP	27908 ^a
Nasiri & Liu (2019)	IFNG	180×180	180×180	OOP	27800
Angel et al. (1994)	1	304×304	254×304	OOP	24821
Sepasdar (2017)	IF-ND	180×180	180×180	OOP	16911
Di Domenico et al. (2021)	120S-OOP	200×270	200×270	OOP	34053 ^a

a. Il valore del modulo elastico del calcestruzzo è ipotizzato secondo la relazione $E_c=22000(f_c/10)^{0.3}$

Nel caso della sperimentazione condotta da Akhoundi et al. [24] e della sperimentazione condotta da Di Domenico et. al (2021) [25] non è stato fornito il valore del modulo elastico della muratura, in questo caso per ipotizzare tale valore si è utilizzata la relazione fornita dall'Eurocodice 6:

$$E_m = 1000f_m$$

Tabella 2 - Campagne sperimentali di riferimento e proprietà della muratura

Experimental Study	Specimen	w mm	h mm	t mm	f_{mv} N/mm ²	f_{mh} N/mm ²	E_{mv} N/mm ²	E_{mh} N/mm ²
Calvi & Bolognini (2001)	10	4200	2750	135	1.1	1.11	1873	991
Furtado et al. (2016)	Inf_01	4200	2300	150	0.531	-	1417.6	-
	Inf_02	4200	2300	150	0.531	-	1417.6	-
Akhoundi et al. (2016)	SIF-B	2415	1635	80	1	-	1000 ^b	-

Furtado et al. (2018b)	M4	4200	2300	150	1.1	-	941.9	-
Ricci et al. (2018c)	80_OOP_4E	2350	1830	80	1.81	2.45	1090	1255
	120_OOP_4E	2350	1830	120	1.65	2.12	1455	1262
De Risi et al. (2019)	OOP	1830	1830	80	2.37	4.63	1891	3452
Koutas & Bourmas (2019)	S_CON	1700	1250	65	9.7	9.7	2500	2500
Nasiri & Liu (2019)	IFNG	1350	980	90	17.1	-	3000	-
Angel et al. (1994)	1	2438.4	1625.6	47.6	11.51	11.51	8046.20	8046.2
Sepasdar (2017)	IF-ND	1350	980	90	9.4	-	7990	-
Di Domenico et al. (2021)	120S-OOP	1830	1830	120	1.29	1.64	1290 ^b	-

b. Il valore del modulo elastico è ipotizzato secondo la relazione $E_m=1000f_m$

I risultati ottenuti dal confronto tra i valori di capacità ultima forniti dai casi studio presenti nelle tabelle precedenti (Tab.1-2) ed i valori di capacità ultima predetti attraverso le relazioni fornite in letteratura sono stati riportati sotto forma di tabelle e grafici. Questo ha permesso di confrontare in maniera immediata la corretta capacità predittiva di tali relazioni e di poter analizzare dettagliatamente la presenza di eventuali criticità.

2.2.1 Angel (1994)

Attraverso la Tabella 3 e la Figura 7 è possibile osservare come la relazione proposta da Angel risulta essere estremamente conservativa, ovvero tende a sottostimare in maniera evidente la resistenza fuori-piano del pannello.

Per questo motivo tale modello risulta essere poco accurato e poco adatto a prevedere la resistenza fuori piano di una muratura intelaiata.

Tabella 3 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione di Angel

Experimental Study	Specimen	Experimental [kN]	Predicted [kN]	Exp/Pred
Calvi & Bolognini (2001)	10	33.7	21.79	1.55
Furtado et al. (2016)	Inf_01	76.0	17.57	4.33
	Inf_02	69.0	17.57	3.93
Akhoundi et al. (2016)	SIF-B	39.9	4.58	8.71

Furtado et al. (2018b)	M4	46.4	36.71	1.26
Ricci et al. (2018c)	80_OOP_4E	22.0	6.84	3.22
	120_OOP_4E	41.9	19.81	2.12
De Risi et al. (2019)	OOP	29.5	7.13	4.13
Koutas & Bourmas (2019)	S_CON	29.0	19.31	1.50
Nasiri & Liu (2019)	IFNG	140.0	91.42	1.53
Angel et al. (1994)	1	33.9	9.11	3.72
Sepasdar (2017)	IF-ND	87.7	49.88	1.76
Di Domenico et al. (2021)	120S-OOP	33.3	12.34	2.70
			Mean	3.11
			Dev. St.	2.02

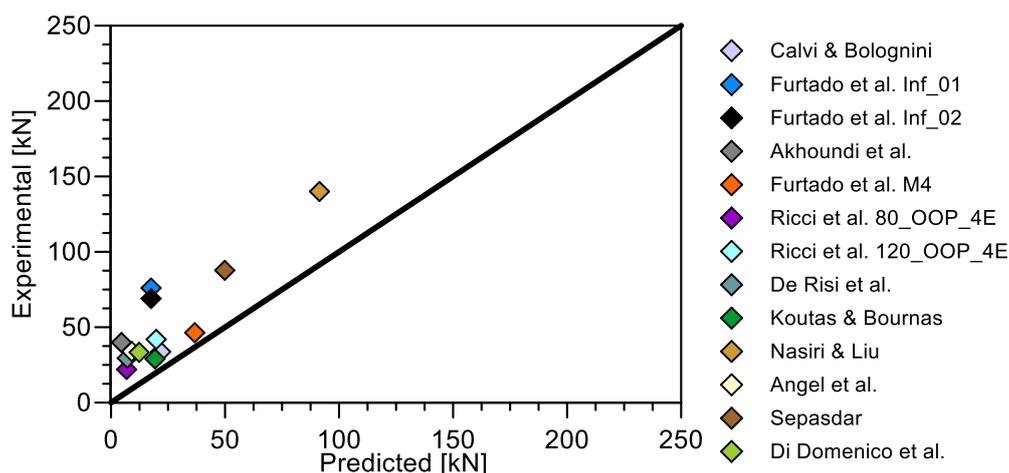


Figura 7 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione di Angel

2.2.2 Bashandy et.al (1995) e Klingner (1996)

In modello proposto da Bashandy e Klingner (Tab.4) (Fig.8) sottostima 9 dei 13 casi studio presi come riferimento.

La media tra il valore di resistenza sperimentale e quello predetto è pari a 2.17. Tale modello presenta una scarsa precisione dei risultati, per questo motivo si può ritenere che anche questo modello non possa essere preso come riferimento per descrivere il comportamento fuori piano del pannello.

Tabella 4 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione di Klingner

Experimental Study	Specimen	Experimental [kN]	Predicted [kN]	Exp/Pred
Calvi & Bolognini (2001)	10	33.70	36.31	0.93
Furtado et al. (2016)	Inf_01	76.00	30.72	2.47
	Inf_02	69.00	30.72	2.25
Akhoundi et al. (2016)	SIF-B	39.88	8.69	4.59
Furtado et al. (2018b)	M4	46.37	49.27	0.94
Ricci et al. (2018c)	80_OOP_4E	22.00	4.72	4.66
	120_OOP_4E	41.90	39.14	1.07
De Risi et al. (2019)	OOP	29.46	16.06	1.83
Koutas & Bourmas (2019)	S_CON	29.00	8.23	3.52
Nasiri & Liu (2019)	IFNG	140.0	117.25	1.19
Angel et al. (1994)	1	33.9	10.26	3.30
Sepasdar (2017)	IF-ND	87.7	151.62	0.58
Di Domenico et al. (2021)	120S-OOP	33.3	34.07	0.98
			Mean	2.18
			Dev. St.	2.02

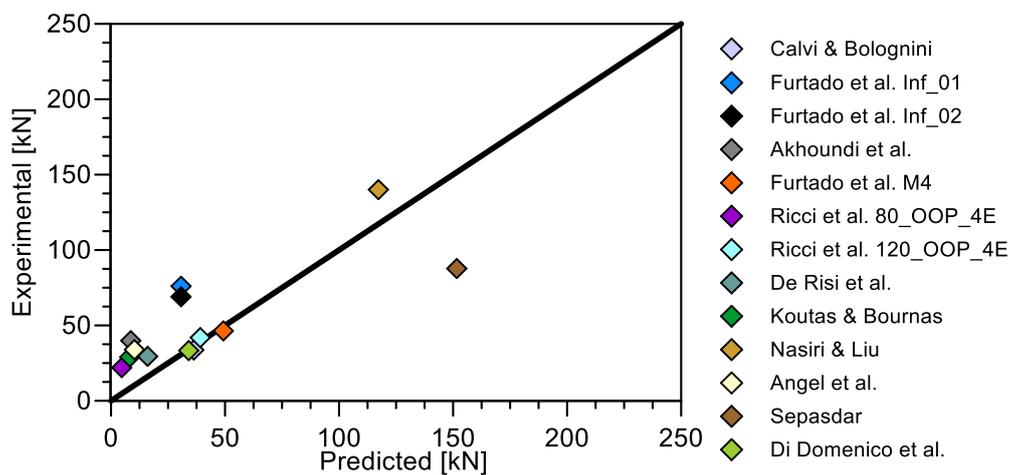


Figura 8 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione di Klingner

2.2.3 FEMA 356

La relazione proposta dal codice FEMA 356, come detto nel paragrafo precedente, si basa sulla relazione proposta da Angel. E pertanto anche questo modello tende a sottostimare i valori di resistenza fuori piano della muratura (Tab.5) (Fig.9).

Tabella 5 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione proposta da FEMA356

Experimental Study	Specimen	Experimental [kN]	Predicted [kN]	Exp/Pred
Calvi & Bolognini (2001)	10	33.70	8.60	3.92
Furtado et al. (2016)	Inf_01	76.00	6.88	11.05
	Inf_02	69.00	6.88	10.03
Akhoundi et al. (2016)	SIF-B	39.88	2.65	15.05
Furtado et al. (2018b)	M4	46.37	14.25	3.25
Ricci et al. (2018c)	80_OOP_4E	22.00	3.98	5.53
	120_OOP_4E	41.90	9.64	4.35
De Risi et al. (2019)	OOP	29.46	4.06	7.26
Koutas & Bournas (2019)	S_CON	29.00	16.02	1.81
Nasiri & Liu (2019)	IFNG	140.0	69.25	2.02
Angel et al. (1994)	1	33.9	8.89	3.81
Sepasdar (2017)	IF-ND	87.7	38.07	2.30
Di Domenico et al. (2021)	120S-OOP	33.3	5.87	5.67
			Mean	5.85
			Dev. St.	4.00

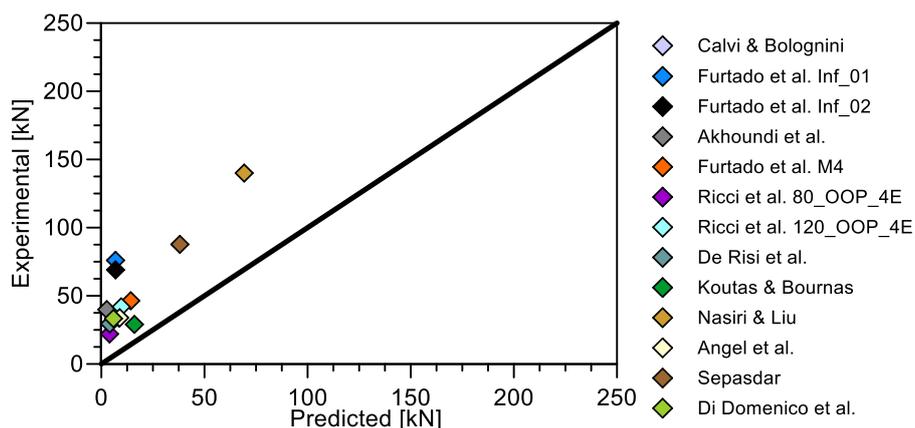


Figura 9 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione proposta da FEMA356

2.2.4 Eurocodice 6

Il modello adottato dall'Eurocodice 6 sottostima 9 dei 13 modelli utilizzati per eseguire il confronto (Tab.6) (Fig.10).

Tabella 6 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione presente nell'EC6

Experimental Study	Specimen	Experimental [kN]	Predicted [kN]	Exp/Pred
Calvi & Bolognini (2001)	10	33.7	30.62	1.1007
Furtado et al. (2016)	Inf_01	76	21.82	3.4835
	Inf_02	69	21.82	3.1626
Akhoundi et al. (2016)	SIF-B	39.7	9.45	4.1996
Furtado et al. (2018b)	M4	46.37	45.20	1.0260
Ricci et al. (2018c)	80_OOP_4E	22.16	14.88	1.4897
	120_OOP_4E	41.9	30.51	1.3733
De Risi et al. (2019)	OOP	29.14	15.17	1.9211
Koutas & Bourmas (2019)	S_CON	29	55.74	0.5203
Nasiri & Liu (2019)	IFNG	140	190.80	0.7337
Angel et al. (1994)	1	33.9	39.12	0.8666
Sepasdar (2017)	IF-ND	87.71	104.89	0.8362
Di Domenico et al. (2021)	120S-OOP	33.3	18.58	1.7926
			Mean	1.73
			Dev. St	1.17

La media del rapporto tra la capacità della muratura ottenuto sperimentalmente e quello ottenuto applicando questo modello di calcolo è pari a 1.73.

Questo modello, in nove casi tra quelli presi in esame sottostima la resistenza di picco della muratura.

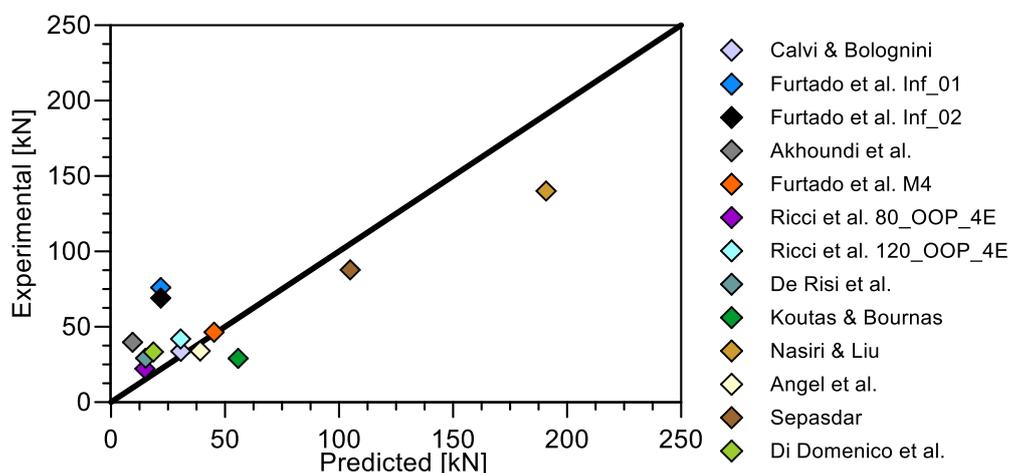


Figura 10 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione presente nell'EC6

2.2.5 Ricci et al. (2018)

Il modello proposto da Ricci presenta valore medio del rapporto exp/pred pari a 0.86, ciò implica che il valore di resistenza predetto risulta prossimo al valore di resistenza ottenuto sperimentalmente nella maggior parte degli studi sperimentali presi in esame e per questo motivo risulta il migliore tra i modelli predittivi fin qui analizzati (Tab.7) (Fig.11).

Tale relazione però tende prevalentemente a sovrastimare la capacità resistente del pannello. Per questo motivo utilizzando tale modello ci porremmo in una condizione svantaggiosa per quanto riguarda la sicurezza strutturale del pannello intelaiato.

Tabella 7 – Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione di Ricci et al.

Experimental Study	Specimen	Experimental [kN]	Predicted [kN]	Exp/Pred
Calvi & Bolognini (2001)	10	33.7	48.30	0.6978
Furtado et al. (2016)	Inf_01	76	62.82	1.2099
	Inf_02	69	62.82	1.0985
Akhoundi et al. (2016)	SIF-B	39.7	32.39	1.2258
Furtado et al. (2018b)	M4	46.37	81.05	0.5721

Ricci et al. (2018c)	80_OOP_4E	22.16	31.10	0.7125
	120_OOP_4E	41.9	57.37	0.7303
De Risi et al. (2019)	OOP	29.14	26.62	1.0948
Koutas & Bourmas (2019)	S_CON	29	61.44	0.4720
Nasiri & Liu (2019)	IFNG	140	160.83	0.8705
Angel et al. (1994)	1	33.9	34.07	0.9951
Sepasdar (2017)	IF-ND	87.71	130.44	0.6724
Di Domenico et al. (2021)	120S-OOP	33.3	40.99	0.8124
			Mean	0.86
			Dev. St.	0.25

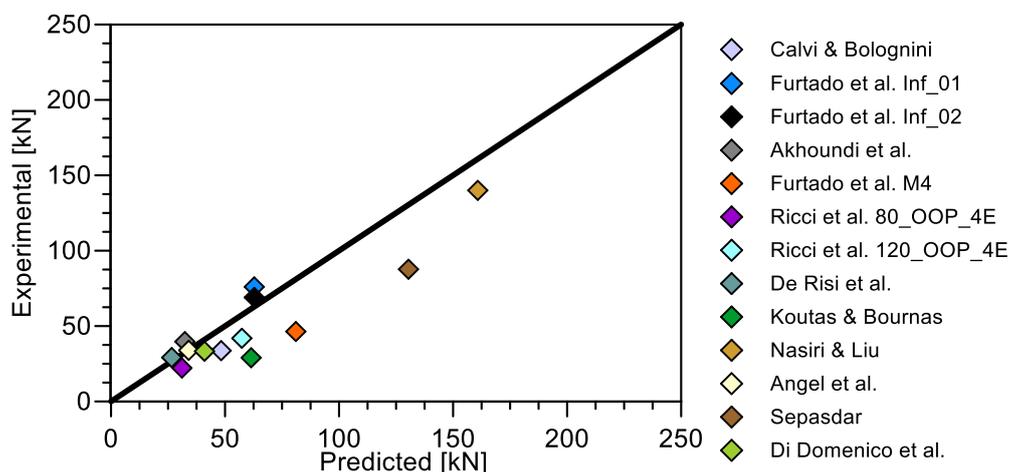


Figura 11 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione di Ricci et al.

2.2.6 Liberatore et al. (2020)

Il modello proposto da Liberatore et al. (Tab.8) (Fig.12) ha la tendenza di sovrastimare la resistenza fuori piano della muratura. La media del rapporto tra valore sperimentale e valore predetto è pari a 1.14 e la deviazione standard di tale rapporto è pari a 0.83.

Tabella 8 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione di Liberatore et al.

Experimental Study	Specimen	Experimental [kN]	Predicted [kN]	Exp/Pred
Calvi & Bolognini (2001)	10	33.7	52.58	0.6409
Furtado et al. (2016)	Inf_01	76	27.08	2.8063
	Inf_02	69	27.08	2.5478

Akhoundi et al. (2016)	SIF-B	39.7	16.99	2.3367
Furtado et al. (2018b)	M4	46.37	52.16	0.8890
Ricci et al. (2018c)	80_OOP_4E	22.16	31.61	0.7011
	120_OOP_4E	41.9	47.88	0.8750
De Risi et al. (2019)	OOP	29.14	40.28	0.7234
Koutas & Bournas (2019)	S_CON	29	82.71	0.3506
Nasiri & Liu (2019)	IFNG	140	170.46	0.8213
Angel et al. (1994)	1	33.9	80.52	0.4210
Sepasdar (2017)	IF-ND	87.71	99.48	0.8817
Di Domenico et al. (2021)	120S-OOP	33.3	38.37	0.8679
			Mean	1.98
			Dev. St.	0.31

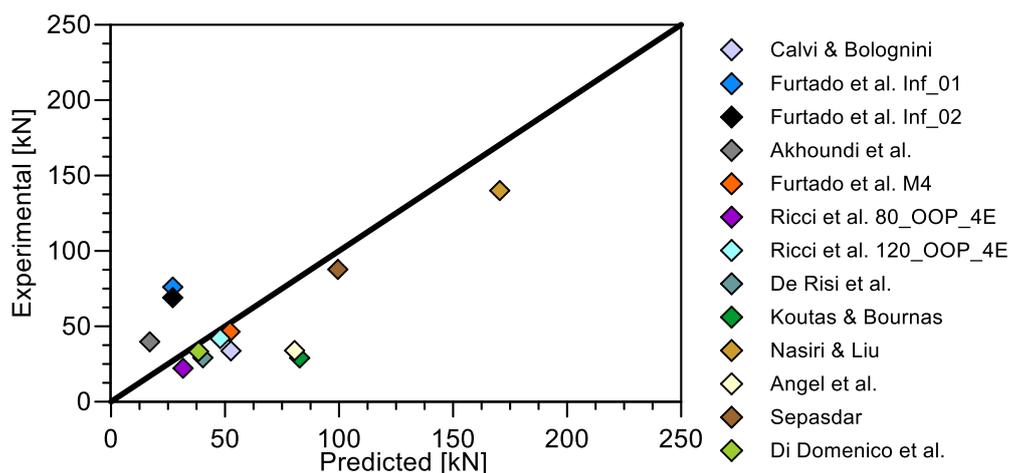


Figura 12 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione di Liberatore et al.

2.3 Considerazioni finali

Sulla base dei risultati illustrati nel precedente paragrafo è possibile effettuare un'analisi statistica che permette di confrontare la capacità predittiva delle varie relazioni presenti in letteratura (Tab.9) (Fig.13). Questa analisi permette di valutare quale sia la migliore relazione da utilizzare per determinare la capacità ultima di un pannello soggetto ad azioni fuori piano.

Tabella 9 – Confronto statistico tra le varie relazioni presenti in letteratura

Angel (1994)		Bashandy et al. (1995)		FEMA 356		Eurocodice 6		Ricci et al. (2018)		Liberatore et al. (2020)	
Mean	3.11	Mean	2.18	Mean	5.85	Mean	1.73	Mean	0.86	Mean	1.14
Dev. St.	2.02	Dev. St.	1.43	Dev. St.	4.00	Dev. St.	1.17	Dev. St.	0.25	Dev. St.	0.83

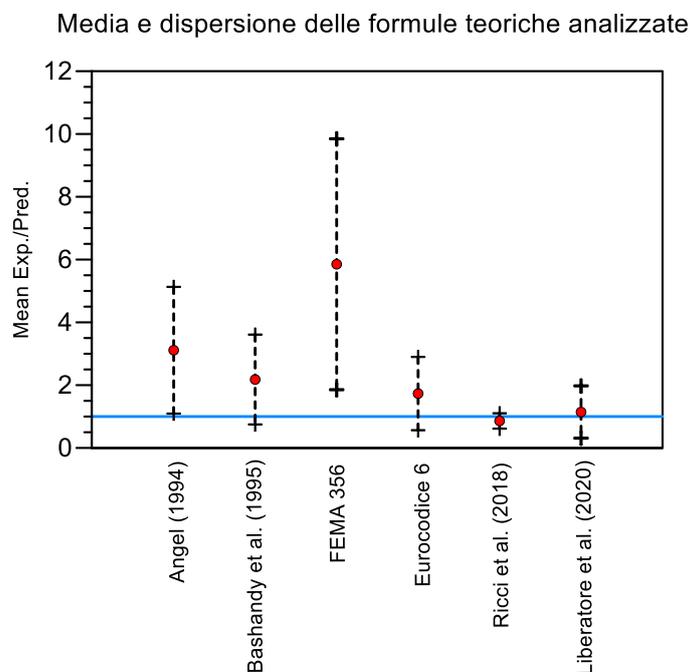


Figura 13 - Confronto statistico tra le varie relazioni presenti in letteratura

Analizzando i dati riportati in Figura 13 risulta chiaro come sia necessario fornire una formulazione che permetta di prevedere in maniera adeguata il comportamento fuori-piano di un pannello in muratura intelaiata.

Dalle analisi dei dati presenti in letteratura riguardanti murature integre soggette ad azioni fuori dal piano è possibile fare le seguenti considerazioni:

- è presente un numero esiguo di prove sperimentali che possano fornire supporto per la definizione di modelli empirici predittivi;
- la resistenza OOP del pannello è influenzata principalmente da due parametri: snellezza (h/t) e resistenza a compressione (f_m);
- la resistenza fuori piano non è influenzata dalla applicazione di carichi verticali.

Ad oggi sono stati valutati solo carichi applicati sulle colonne mentre non sono

mai stati considerati gli effetti di un carico applicato sul traverso superiore del telaio. Infatti, nessuno dei modelli predittivi analizzati prende in considerazione tale effetto.

A partire da queste considerazioni si è scelto di generare un modello agli elementi finiti, opportunamente calibrato sulla base di prove sperimentali, che sia in grado di colmare le criticità discusse. L'obiettivo principale è quello di eseguire un numero di analisi al variare dei parametri fondamentali in modo tale da arricchire la raccolta dati e supportare lo sviluppo di nuovi modelli. Inoltre, attraverso tale modello, sarà possibile analizzare condizioni di carico fino ad ora mai considerate in laboratorio, come ad esempio l'applicazione del carico sul traverso superiore del telaio e la sua eventuale dipendenza delle caratteristiche geometriche della trave.

3. MODELLAZIONE NUMERICA DELLA RISPOSTA

FUORI PIANO

Nel seguente capitolo saranno illustrati tutti i passaggi seguiti per la realizzazione e la calibrazione del modello FEM generato attraverso il codice di calcolo ABAQUS.

Per prima cosa verrà illustrata nel dettaglio la campagna sperimentale scelta, tra quelle presenti in letteratura, come riferimento per poter definire i parametri principali per ottenere la taratura del modello.

In seguito saranno commentate le basi teoriche relative al software utilizzato, partendo dalla definizione del legame costitutivo del blocco fino a definire il comportamento delle interfacce tra i blocchi e tra il pannello e il telaio in calcestruzzo.

Infine saranno presentati i parametri utilizzati durante la modellazione e le relazioni che hanno permesso di generare un modello che preveda in maniera corretta il comportamento di un pannello in muratura intelaiata soggetto ad azioni fuori piano.

3.1 Campagna sperimentale di riferimento

Nel 2018, sono stati condotti da parte di Ricci et al. [1] diversi test per valutare il comportamento fuori piano di una muratura intelaiata al variare del grado di snellezza e delle condizioni al contorno.

In tutti i test eseguiti è stato utilizzato un telaio in calcestruzzo con le stesse proprietà meccaniche e geometriche. La malta utilizzata per la realizzazione del campione è una tradizionale malta di classe M5 e di spessore 10mm. I blocchi utilizzati sono blocchi forati in laterizio di dimensioni 250x250 mm e di spessore variabile.

Il modello realizzato è rappresentato nella figura sottostante (Fig.14).

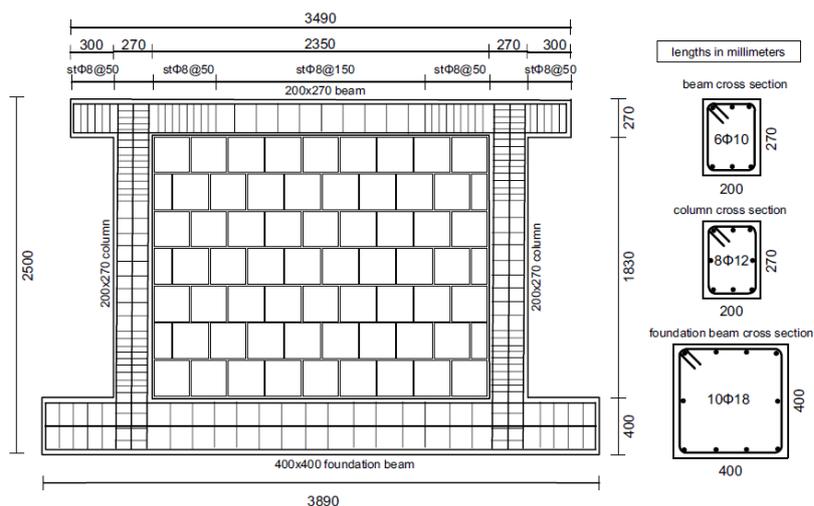


Figura 14 - Dettaglio telaio in calcestruzzo armato e armature utilizzate

Il test fuori piano è stato condotto attraverso l'applicazione di uno spostamento monotonic per mezzo di un set di forze applicate su quattro punti attraverso quattro piastre di carico.

La modalità di applicazione del carico ed i punti di monitoraggio sono evidenziati in Figura 15.

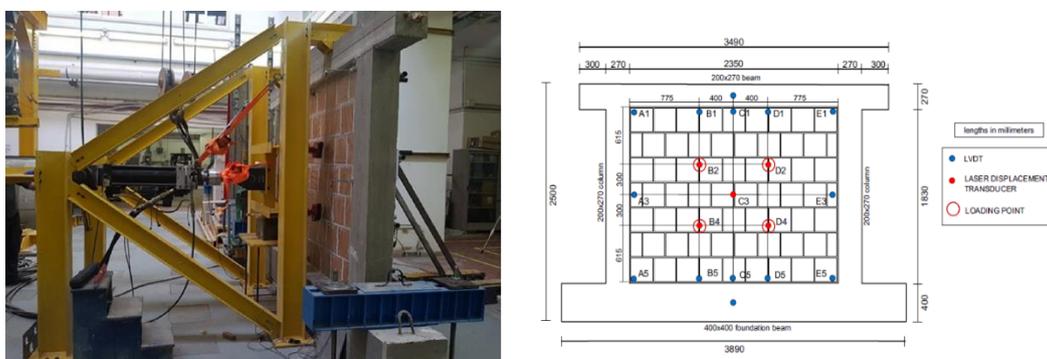


Figura 15 - Configurazione del meccanismo di applicazione del carico e dei punti di monitoraggio

Tra le diverse prove condotte risultano di nostro interesse i test 80_OOP_4E e 120_OOP_4E nei quali si è catturato il comportamento di una muratura vincolata al telaio su quattro lati al variare del grado di snellezza h/t . In particolare nel primo test si è utilizzato un blocco di muratura dallo spessore di 80 mm, mentre nel secondo test lo spessore del blocco utilizzato è pari a 120 mm.

Il test utilizzato per eseguire la calibrazione numerica dei parametri meccanici degli elementi costituenti l'intero provino è 80_OOP_4E.

3.2 Scala di modellazione

Nell'ambito dell'analisi delle strutture in muratura sono presenti in letteratura diversi tipi di modellazione per la simulazione del suo comportamento mediante elementi finiti non lineari; i modelli utilizzati sono classificati, in funzione del grado di dettaglio, nel seguente modo (Fig.16):

Modelli continui (macro-modelling)

L'approccio adottato nei modelli continui è di tipo macroscopico, dunque non si ha una distinzione tra i vari blocchi che costituiscono il pannello e i giunti di malta. Seguendo questa metodologia si utilizza un unico elemento finito per rappresentare il comportamento della muratura pensata come solido omogeneo.

L'approccio macro-modelling, grazie alla mancanza di modellazione dei giunti porta ad una forte riduzione dei gradi di libertà e grazie alla generazione di una mesh semplice, può essere impiegato per la descrizione delle strutture murarie a larga scala fornendo informazioni sulla loro risposta globale e di conseguenza sulla loro sicurezza.

Modelli discontinui (micro-modelling dettagliato)

Vengono discretizzati in maniera distinta gli elementi della muratura e i giunti di malta con le relative proprietà elastiche e plastiche. L'interfaccia mattone-malta ha il compito di simulare il distacco degli elementi contigui a seguito delle tensioni normali di trazione e lo scorrimento. Esso permette di descrivere in maniera reale il comportamento del pannello in muratura.

Modelli discontinui (micro-modelling dettagliato)

In questo approccio di modellazione si considerano malta e mattoni come unità continue omogenee di caratteristiche meccaniche determinabili, in linea teorica, come media pesata dei valori tra le caratteristiche meccaniche dei due elementi. I vari blocchi così definiti risultano interagenti tra loro attraverso interfacce discontinue.

Per descrivere il materiale da utilizzare nella micro-modellazione (dettagliata o semplificata) devono essere eseguite delle prove su campioni del pannello e sugli elementi che costituiscono il pannello stesso. Questo approccio, a causa del grande sforzo computazionale richiesto, è adatto per semplici elementi in muratura permettendo di ottenere risultati molto accurati e utili ai fini della ricerca.

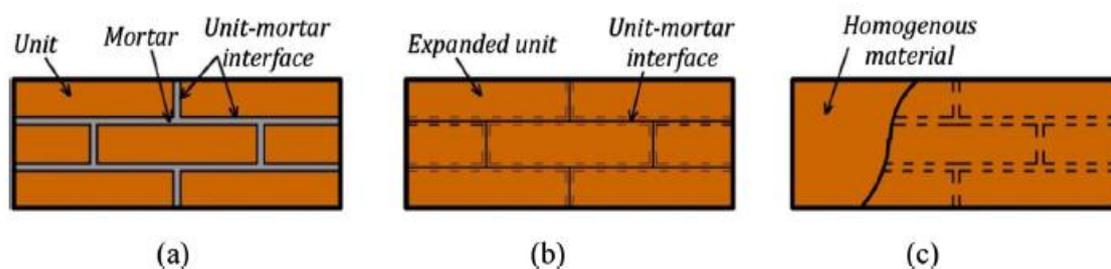


Figura 16 - Approcci di modellazione: (a) micro-modellazione dettagliata; (b) micro-modellazione semplificata; (c) macro-modellazione

La scala di modellazione adottata in questo studio è la micro-modellazione semplificata.

3.3 Modellazione numerica

In questo elaborato di tesi si è fatto affidamento sulla modellazione numerica per tentare di riprodurre il comportamento del pannello in muratura. Molto spesso, infatti, è necessario affidarsi a modelli agli elementi finiti per lo studio di problemi ingegneristici che, altrimenti, richiederebbero investimenti importanti sia dal punto di vista economico che nel tempo necessario per eseguire le prove.

Per questo motivo risulta di particolare interesse la realizzazione modelli basati sul metodo degli elementi finiti che permettono di condurre analisi, anche di tipo

parametriche, che forniscano correttamente risultati ottenibili mediante prove sperimentali condotte in laboratorio. Per poter fare questo è necessaria però una fase di calibrazione e taratura del modello sulla base di risultati esistenti presenti in letteratura.

Queste analisi possono essere eseguite per mezzo di svariati codici computazionali, tra i più comuni, ABAQUS, ANSYS, DIANA e ATENA. In questo caso si è scelto di fare affidamento sul codice ABAQUS ed il modello “Concrete Damaged Plasticity” che permette di descrivere in maniera adeguata il comportamento di un blocco in laterizio.

Nella prima parte del capitolo si descrivono i fondamenti teorici del modello Concrete Damage Plasticity fornito da Abaqus per lo studio del comportamento di materiali fragili.

Successivamente verranno analizzate le interazioni fra le superfici di contatto ed i parametri di fondamentale interesse per la micro-modellazione del pannello in muratura intelaiata.

Infine, saranno illustrati i risultati ottenuti dalla calibrazione del modello che verranno confrontati con i risultati relativi alla prova sperimentale di riferimento.

3.3.1 Concrete damaged plasticity model (CDP)

Abaqus all’ interno della sua libreria propone il modello del “concrete damage plasticity” (CDP), un particolare tipo di legame costitutivo che può essere adottato per simulare il comportamento non lineare della muratura. “In origine questo modello è stato sviluppato per descrivere il comportamento non lineare del calcestruzzo, tuttavia il suo utilizzo può essere allargato a tutti i materiali dal comportamento fragile attraverso un appropriato adattamento dei principali parametri” [28].

Il CDP è un modello di danno continuo, basato sul concetto della plasticizzazione del materiale. Il danneggiamento all’interno dell’elemento è causato da due meccanismi distinti che sono la fessurazione per la trazione e lo schiacciamento per la compressione del materiale.

Il concrete damage plasticity, come il resto dei legami plastici, assume che il materiale abbia un limite di resistenza oltre il quale si ha l'insorgere di deformazioni permanenti. Dunque le deformazioni totali sono composte dalla somma di due contributi, uno elastico ε_e (reversibile) e uno anelastico ε_p (irreversibile) (Fig.17).

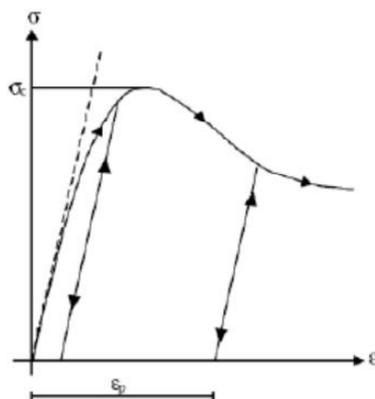


Figura 17 - Definizione del legame plastico

Il comportamento monoassiale del materiale è rappresentato dai legami costitutivi che sono riportati nella figura sottostante (Fig.18).

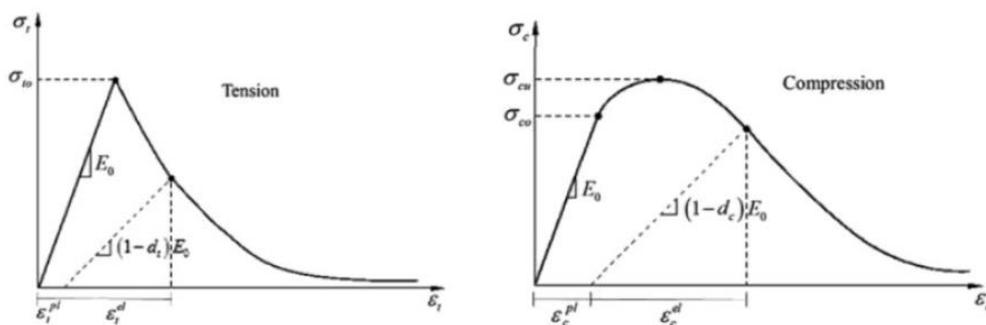


Figura 18 - Legame costitutivo CDP a trazione e a compressione

Quando il materiale è soggetto a carico di trazione uniassiale, il diagramma tensione-deformazione è rappresentato da un tratto lineare elastico fino a che il valore di rottura σ_{t0} non viene raggiunto. In corrispondenza di tale valore tensionale si ha la formazione di microfessure con la conseguente riduzione della rigidità e della resistenza del materiale. Una volta superato il picco, la curva sforzo-deformazione tiene conto della fessurazione attraverso un andamento di softening (ramo discendente del grafico).

Anche quando soggetto a compressione uniassiale la risposta tenso-deformativa del materiale è caratterizzata da un andamento lineare, tale andamento si manifesta fino al raggiungimento del limite elastico σ_{c0} . Una volta superato tale stato tensionale, il materiale entra in campo plastico. La risposta è caratterizzata da un iniziale incrudimento del materiale fino al raggiungimento della tensione ultima σ_{cu} , una volta superato questo valore di tensione si ha la presenza di un ramo discendente (softening).

Il comportamento a trazione e compressione della muratura, anche se definito in maniera semplificativa dal legame precedentemente descritto, è in grado di rappresentare in maniera reale il comportamento di un blocco di muratura quando sollecitato da azioni esterne.

In relazione alla deformazione plastica presente all'interno del materiale, si ha un degrado della rigidità elastica che risulta differente a trazione e a compressione; in particolare la riduzione della rigidità risulta direttamente proporzionale alla deformazione plastica. Per descrivere il degrado si adottano due variabili di danneggiamento definite come d_t e d_c che rappresentano rispettivamente il grado di danneggiamento a trazione ed il grado di danneggiamento a compressione. Queste variabili presentano un valore compreso tra 0 e 1; 0 quando il materiale è integro mentre 1 quando il materiale è completamente danneggiato.

Le seguenti relazioni definiscono gli sforzi monoassiali σ_t di trazione e σ_c di compressione:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl})$$

dove E_0 è il modulo elastico iniziale, d_t e d_c le variabili scalari di danneggiamento, ε_t e ε_c sono le deformazioni totali di trazione e di compressione, e ε_t^{pl} e ε_c^{pl} sono le deformazioni plastiche di trazione e compressione.

Di seguito sono definite le relazioni che caratterizzano i valori delle deformazioni plastiche del modello CDP che si osservano una volta raggiunta la tensione ultima che causa l'uscita dal campo elastico del materiale.

A trazione la deformazione di fessurazione ε_t^{ck} può essere espresso come segue:

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el}$$

dove ε_t è la deformazione totale a trazione e con $\varepsilon_{0t}^{el} = \sigma_t / E_0$ si definisce la deformazione elastica di trazione.

La deformazione plastica può essere ottenuta attraverso la seguente relazione:

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0}$$

La deformazione inelastica ε_c^{in} governa il comportamento post-rottura del materiale soggetto a carico di compressione uniassiale, tale parametro è espresso come:

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el}$$

dove ε_c è la deformazione totale di compressione e con $\varepsilon_{0c}^{el} = \sigma_c / E_0$ si definisce la deformazione elastica di compressione.

La deformazione plastica di compressione ε_c^{pl} può essere ricavata usando la seguente equazione:

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0}$$

Da un punto di vista sperimentale è possibile osservare che, nel momento in cui si ha la rimozione del carico su un elemento in muratura che risulta essere in campo plastico, si

ha la presenza di alcuni effetti che portano alla chiusura delle fessure formatesi precedentemente con un conseguente recupero della rigidità e della resistenza a compressione. Questo aspetto viene preso in considerazione anche nel “concrete damaged plasticity model”.

Verranno descritti ora in maniera teorica i parametri elastici e plastici richiesti in input da Abaqus al momento della definizione del legame costitutivo della muratura.

Il modello CDP si basa sul criterio di plasticizzazione di Drucker-Prager modificato (Fig.19). All’interno del software viene definito un parametro k_c , che rappresenta il rapporto tra in secondo invariante sul meridiano a trazione e uno dei meridiani di compressione e ipotizza una legge di scorrimento non associate. Dal manuale utente di Abaqus è impostato un valore di default di k_c pari a 0.667 [29].

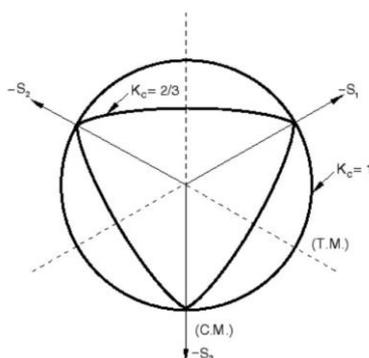


Figura 19 – Dominio plastico secondo il criterio di Drucker-Prager modificato

In caso di stati tensionali complessi è dunque necessario definire un criterio di snervamento. Quando uno stato tensionale si trova sulla superficie definita dalla funzione di snervamento, entra in gioco la legge di scorrimento a definire il legame tra sforzi e deformazioni incrementali. Tale legge può essere di due tipi:

- associata: se la direzione dello scorrimento plastico è ortogonale alla superficie;
- non associata: se non si verifica la condizione precedente.

Quando si ha a che fare con materiali non perfettamente plastici, come nel caso della muratura, si può ottenere l’evoluzione della funzione di snervamento attraverso la definizione di alcuni parametri fondamentali che saranno successivamente descritti.

Il potenziale plastico adottato è di tipo non associato ed è descritto a livello numerico attraverso l'equazione iperbolica

$$G = \sqrt{(\epsilon \cdot \sigma_{t0} \cdot \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi$$

dove:

- ϵ è un parametro correttivo detto eccentricità che ha la funzione di regolare il potenziale plastico. Questo parametro definisce la velocità con cui il potenziale plastico tende ad un asintoto: quando il flusso di potenziale tende ad una linea retta, l'eccentricità tende a 0. Nel manuale utente è consigliato adottare un valore pari a 0.1. L'utilizzo di valori molto più bassi di questo parametro può causare problemi di convergenza quando il materiale è soggetto a una bassa pressione di confinamento, perchè il potenziale plastico tende a intersecare l'asse idrostatico con una curvatura molto accentuata.
- ψ è l'angolo di dilatanza. A causa dell'applicazione di sforzi di taglio il materiale subisce una variazione di volume, questo parametro ha il compito di descrivere l'entità di tale variazione. Da studi presenti in letteratura è consigliabile assumere un valore di ψ pari a 10 gradi.

È necessario introdurre in Abaqus anche il parametro f_{b0}/f_{c0} , che è il rapporto tra lo sforzo di snervamento equibiassiale iniziale e lo sforzo di snervamento a compressione iniziale, che per default si ipotizza pari a 1.16.

L'ultimo parametro richiesto dal programma è la viscosità. I legami costitutivi, caratterizzati da un comportamento di softening con riduzione della rigidità, possono comportare problemi di convergenza in programmi come Abaqus. Con l'uso di regolatori viscoplastici delle equazioni di legame è possibile superare questi problemi. Nel caso del modello CDP si effettua la regolarizzazione attraverso l'utilizzo di un basso valore del parametro di viscosità, questa accortezza solitamente aiuta a migliorare il tasso di

convergenza del modello del ramo di softening, senza compromettere l'accuratezza dei risultati. Si è visto però che valori troppo elevati di questo parametro portano una sovrastima della resistenza a compressione della muratura.

Il tensore delle deformazioni viscoplastiche incrementali $\dot{\varepsilon}_v^{pl}$ e la variabile di degradazione della rigidità viscosa sono espresse come:

$$\dot{\varepsilon}_v^{pl} = \frac{1}{\mu} \cdot (\varepsilon^{pl} - \varepsilon_v^{pl})$$

$$\dot{d}_v = \frac{1}{\mu} \cdot (d - d_v)$$

dove μ è il parametro di viscosità rappresentante il tempo di rilassamento del sistema viscoplastico, ε^{pl} è la componente di deformazione plastica, e d è la variabile di danno.

La relazione sforzo-deformazione del modello viscoplastico può essere espressa come:

$$\sigma = (1 - d_v) \cdot E_0 (\varepsilon - \varepsilon_v^{pl})$$

3.3.2 Surface-based cohesive behavior model

Il surface-based cohesive model è utilizzato per modellare il comportamento dei giunti e per ottenere la risposta strutturale della muratura lungo i *bed* e *head joints*. In altre parole, adottando questo modello si riesce a catturare il comportamento lineare ed il comportamento post-rottura dei giunti; inoltre, ci permette di simulare i modi di rottura che si innescano all'interno dei giunti e che possono essere di due tipi, rottura per trazione e rottura per scorrimento a taglio del giunto (Fig.20).

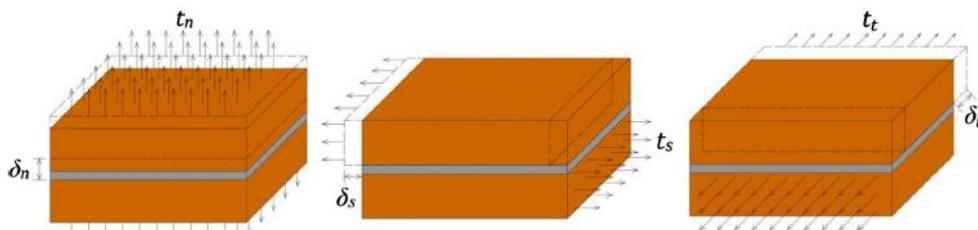


Figura 20 - Meccanismo di rottura dei giunti: (a) rottura a trazione, (b) e (c) scorrimento per taglio

La risposta iniziale, rappresentata sul diagramma tensione-apertura delle fessure (Fig.21), è caratterizzata da un andamento lineare crescente fino all'insorgere del danneggiamento. Il comportamento lineare è scritto sotto forma di matrice di rigidezza elastica, in particolare la relazione tra la matrice di rigidezza elastica \mathbf{K} , il vettore di trazione nominale \mathbf{t} e il corrispondente vettore di separazione delle interfacce δ è espresso dalla seguente equazione:

$$\mathbf{t} = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & k_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & k_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = \mathbf{K}\delta$$

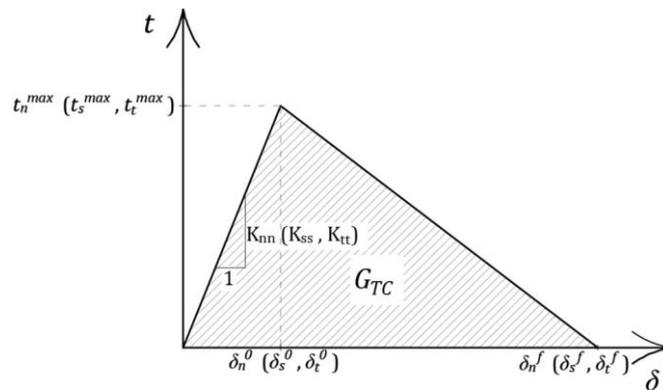


Figura 21 - Legame trazione-separazione del giunto

A partire dalla conoscenza della rigidezza delle interfacce nel pannello in muratura si possono definire le componenti della matrice di rigidezza \mathbf{K} . Risulta però difficile definire tali valori a partire da prove sperimentali eseguite in laboratorio, per questo motivo si fa riferimento ad una rigidezza equivalente delle interfacce espressa in funzione del modulo elastico tra gli elementi collegati e lo spessore della malta. In questo elaborato di tesi si è fatto riferimento alla relazione presente nel manuale utente del software ATENA [30]:

$$k_{nn} = \frac{E}{t}$$

$$k_{tt} = k_{ss} = \frac{G}{t}$$

dove con E e con G si definiscono rispettivamente il minimo modulo elastico ed il minimo modulo a taglio tra gli elementi che devono essere collegati, mentre con il parametro t si indica lo spessore dell'interfaccia.

L'iniziale risposta lineare delle interfacce è seguita da una propagazione delle fessure.

Quando si innesca il meccanismo di danneggiamento ("*damage initiation criterion*"), si ha la propagazione delle fessure all'interno del letto di malta.

Per definire la condizione di inizio danneggiamento si fa riferimento al "*quadratic stress criterion*"; in particolare tale condizione viene raggiunta quando il quadrato tra il rapporto tra le tensioni presenti alle interfacce della muratura e le tensioni massime ammissibili è pari a 1.

$$\left(\frac{\langle t_n \rangle}{t_n^{max}}\right)^2 + \left(\frac{t_s}{t_s^{max}}\right)^2 + \left(\frac{t_t}{t_t^{max}}\right)^2 = 1$$

Questo criterio viene adottato in quanto prevede efficacemente l'inizio del danneggiamento dei giunti sottoposti a carichi misti, caso tipico dei giunti in muratura che risultano sollecitati contemporaneamente in direzione normale e nelle due direzioni di taglio [31]. Le parentesi di Macaulay presenti nella precedente equazione indicano l'esclusione delle tensioni di compressione nel meccanismo di frattura in direzione normale. La rottura in direzione normale è infatti governata dalla resistenza a trazione della malta presente all'interfaccia.

Per quanto riguarda le sollecitazioni in direzione trasversale, lo stato tensionale di taglio presente nelle interfacce è definito attraverso il criterio di Mohr-Coulomb fino alla formazione della prima fessura.

$$\tau_{crit} = c + \mu \cdot \sigma_n$$

La resistenza a taglio della malta è calcolata attraverso l'equazione scritta precedentemente, nella quale la coesione, il coefficiente di attrito e il valore di tensione

in direzione normale sono presi in considerazione. Grazie a questa considerazione il *surface-based cohesive model* è in grado di considerare l'incremento di resistenza a taglio nei giunti di muratura fornito dal comportamento attritivo dei giunti stessi.

In aggiunta, il coefficiente di attrito dei giunti in muratura è definito in modo tale da simulare il comportamento di scorrimento a taglio post-rottura (Tangential behavior) (Fig.22).

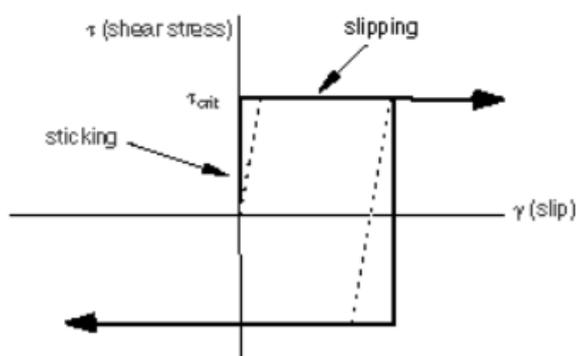


Figura 22 – Descrizione del comportamento attritivo dei giunti

La resistenza a scorrimento a taglio critica τ_{crit} è ottenuta sulla base della legge:

$$\tau_{crit} = \mu \cdot \sigma_n$$

Dunque, il valore di τ_{crit} è direttamente proporzionale al coefficiente d'attrito e alla tensione agente in direzione normale. La formulazione descrive lo scorrimento tra i blocchi in muratura che avviene nel momento in cui la tensione a taglio nella malta danneggiata è maggiore della tensione a taglio a scorrimento critica (τ_{crit}).

Raggiunta la condizione di danneggiamento all'interno della malta, si attiva un meccanismo di propagazione delle fessure che comporta la degradazione della rigidezza e conseguentemente causa una perdita di resistenza totale e la completa rottura dei giunti. Per questo motivo, l'equazione $t = K\delta$ deve tenere in conto della presenza del danneggiamento e può essere scritta come:

$$t = (1 - D)K\delta$$

dove D è la variabile scalare di evoluzione del danno. Tale variabile cresce in maniera monotonica tra 0 e 1 all'aumentare della sollecitazione di trazione presente nel giunto, con valore pari a 0 si intende il giunto integro mentre con 1 si intende il giunto completamente danneggiato.

Per descrivere l'evoluzione del danno a seguito della combinazione di sollecitazioni normali e sollecitazioni tangenziali, è utile definire il concetto di separazione efficace introdotto da Camanho e Davilla [32] e definita come:

$$\delta_{eff} = \sqrt{\langle \delta_n \rangle^2 + \delta_s^2 + \delta_t^2}$$

Nel nostro caso di studio si assume una variabile di evoluzione del danno di tipo lineare (Fig.23). Essa viene descritta a partire dalla definizione dell'energia dissipata durante il processo di danneggiamento.

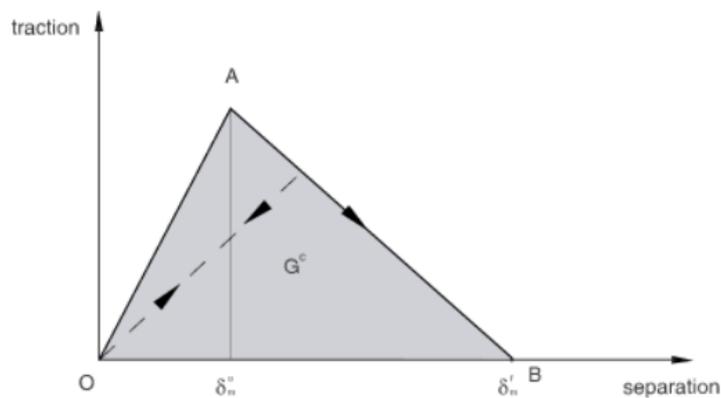


Figura 23 - Evoluzione lineare del danno

La variabile di evoluzione del danno può essere espressa come:

$$D = \frac{\delta_m^f (\delta_m^{max} - \delta_m^0)}{\delta_m^{max} (\delta_m^f - \delta_m^0)}$$

dove:

- δ_m^f è la separazione efficace nell'istante in cui si ha la completa rottura del giunto;

- δ_m^0 è la separazione efficace registrata nell'istante in cui si innesca il meccanismo di danneggiamento all'interno della malta;
- δ_m^{\max} è la separazione efficace registrata durante il processo di carico.

In particolare, la separazione efficace δ_m^f è espressa come:

$$\delta_m^f = \frac{2G_{TC}}{t_{eff}^0}$$

L'energia di frattura critica, G_{TC} , è ottenuta attraverso la legge di Benzeggagh-Kenane (BK). Tale legge è quella che meglio si adatta quando l'energia di frattura critica in entrambe le direzioni di taglio (modo II e modo III) è la stessa, caso tipico dei giunti delle murature.

$$G_{TC} = G_{IC} + (G_{IIC} - G_{IC}) \cdot \left\{ \frac{G_{II} + G_{III}}{G_I + G_{II} + G_{III}} \right\}^\mu$$

L'esponente μ presente nella legge è posto pari a 2 in quanto si assume un comportamento fragile della malta costituente i giunti della muratura.

3.4 Descrizione del modello

Il modello è stato realizzato, come detto precedentemente, utilizzando il software Abaqus che bene si adatta a risolvere problemi che presentano elevata non linearità.

Il primo step è stato quello di modellare il telaio in calcestruzzo dal punto di vista geometrico e meccanico (Fig.24).

Il modulo di modellazione presente in Abaqus supporta tutti gli strumenti tipici dei codici CAD più comuni, il modello può essere generato direttamente all'interno di Abaqus/CAE o importato da applicazioni CAD esterne. In particolare, il telaio è stato modellato mediante il software Rhinoceros 5 e successivamente introdotto in Abaqus come file .igs, tale scelta ha come obiettivo quello di avere nel modello un telaio continuo che non presenti delle interfacce tra elementi travi ed elementi colonna.

La tipologia degli elementi continui è stata scelta ponendo attenzione a minimizzare gli effetti artificiali di dissipazione energetica e viscosa.

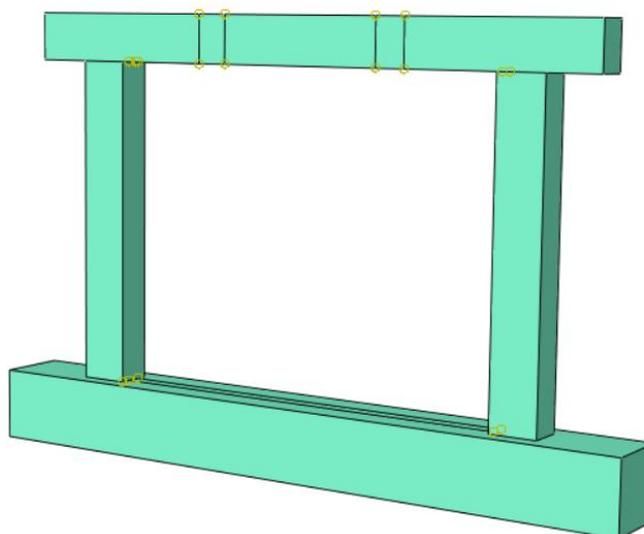


Figura 24 - Telaio in calcestruzzo

Per la definizione dei parametri meccanici del telaio si è fatto riferimento ai valori indicati in letteratura [1] e riportati nella seguente tabella (Tab.10).

Mechanical property	Symbol [unit]	n. specimens	Mean value	CoV [%]
Concrete compressive strength	f_{cm} [N/mm ²]	6	36.0	8.5
Steel rebars' yielding stress	f_{ym} [N/mm ²]	12	552	15.5
Masonry compressive strength (parallel to holes)	f_{mh} [N/mm ²]	3	2.45	15.0
Masonry compressive strength (perpendicular to holes)	f_{mv} [N/mm ²]	3	1.81	15.3
Masonry elastic modulus (parallel to holes)	E_{mh} [N/mm ²]	3	1255	22.4
Masonry elastic modulus (perpendicular to holes)	E_{mv} [N/mm ²]	3	1090	19.2
Masonry tensile strength	f_t [N/mm ²]	3	0.23	5.1
Masonry shear modulus	G_m [N/mm ²]	3	315	11.4
Bricks' compressive strength (parallel to holes)	f_{bh} [N/mm ²]	*	5	-
Bricks' compressive strength (perpendicular to holes)	f_{bv} [N/mm ²]	*	2	-
Mortar compressive strength	f_j [N/mm ²]	6	8.29	4.0

Tabella 10 - Proprietà meccaniche fornite dalla campagna sperimentale

Il valore di resistenza a compressione del calcestruzzo è noto, mentre il valore del modulo di Young E_c è stato definito a partire dalla relazione fornita dalla Normativa Italiana (NTC18):

$$E_c = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$$

Per descrivere il comportamento del calcestruzzo costituente il telaio si è utilizzato un legame costitutivo non lineare (CDP model). Tale legame permette di simulare il comportamento plastico attraverso la definizione della resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo, inoltre, come specificato nel paragrafo precedente, permette di definire il ramo di softening in funzione della deformazione plastica.

Il legame costitutivo utilizzato per definire il comportamento a compressione del calcestruzzo è quello proposto da Popovics [33]:

$$\sigma_c = f_c \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right) \frac{\beta}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)^\beta}$$

dove:

$$\beta = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f_c}{\varepsilon_{c0}}$$

mentre per la definizione di ε_{c0} si è adottato un valore pari a 0.0022.

Nella seguente figura (Fig.25) è riportato il legame costitutivo a compressione utilizzato per la modellazione degli elementi in calcestruzzo appartenenti al telaio:

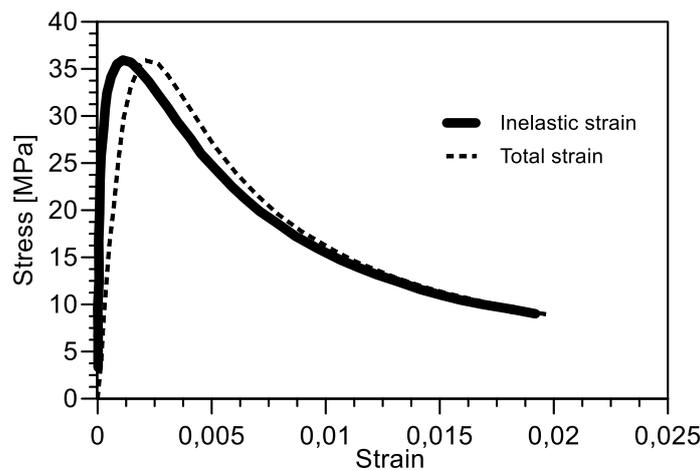


Figura 25 - Legame costitutivo a compressione del calcestruzzo

Per quanto riguarda il comportamento a trazione, si è fatto riferimento al modello proposto da Hsu e Mo [34], secondo il quale il comportamento del calcestruzzo è di tipo elastico-lineare fino al raggiungimento della tensione ultima, una volta superato questo valore si ha un ramo di softening con andamento parabolico.

$$\begin{cases} \sigma_t = E_{c0} \cdot \varepsilon_t & \text{per: } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr} \\ \sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^n & \text{per: } \varepsilon_t > \varepsilon_{cr} \end{cases}$$

dove:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_c}{E_{c0}}$$

$f_t = 0.33 \sqrt{f_c}$, in accordo con la formulazione proposta da Bresler e Scordelis [35].

In Figura 26 è riportato il legame costitutivo a compressione utilizzato per la modellazione del telaio:

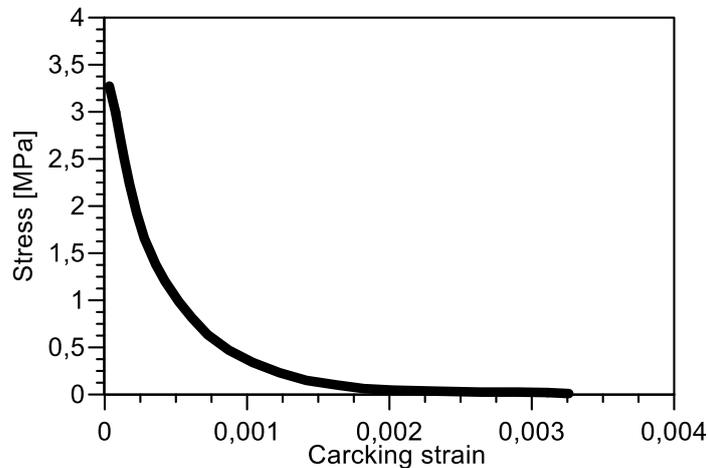


Figura 26 - Legame costitutivo a trazione del calcestruzzo

Le proprietà del materiale, elastiche e plastiche, richieste dal modello CDP utilizzate per caratterizzare il telaio in calcestruzzo, sono raccolte in Tabella 11.

Tabella 11 - Proprietà elastiche e proprietà plastiche del calcestruzzo

Mass Density	Elasticity		Plasticity				
	Young's modulus E_0	Poisson's ratio ν	Dilatation Angle ψ	Eccentricity f_{b0}/f_{c0}	K	Viscosity	
tonne/m ³	Mpa						
2.5E-09	32308	0.3	37	0.1	1.16	0.6	5E-05

Dopo la definizione delle proprietà del calcestruzzo si è passati a modellare l'armatura metallica (Fig.27). In questo studio la presenza delle barre di rinforzo è considerata attraverso il vincolo “*Embedded Constraint*”, ovvero le barre risultano inglobate all'interno del calcestruzzo ed è impedito lo scorrimento relativo tra armatura e telaio. Le barre longitudinali e trasversali sono modellate come elementi Truss 1D posizionate all'interno calcestruzzo.

La risposta meccanica delle barre di armatura è simulata attraverso l'utilizzo di un legame elasto-plastico incrudente a partire dai valori presenti in Tabella 10.

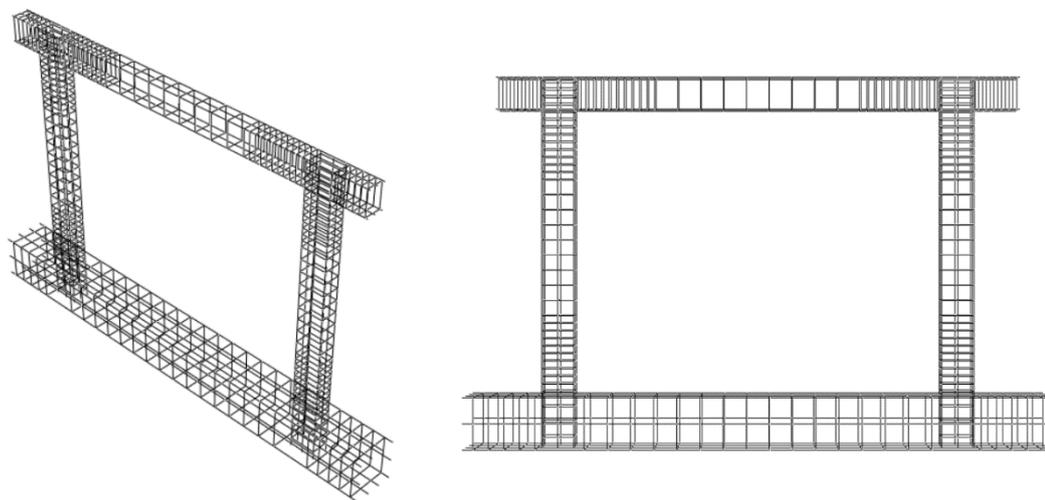


Figura 27 – Modellazione dell'armatura metallica

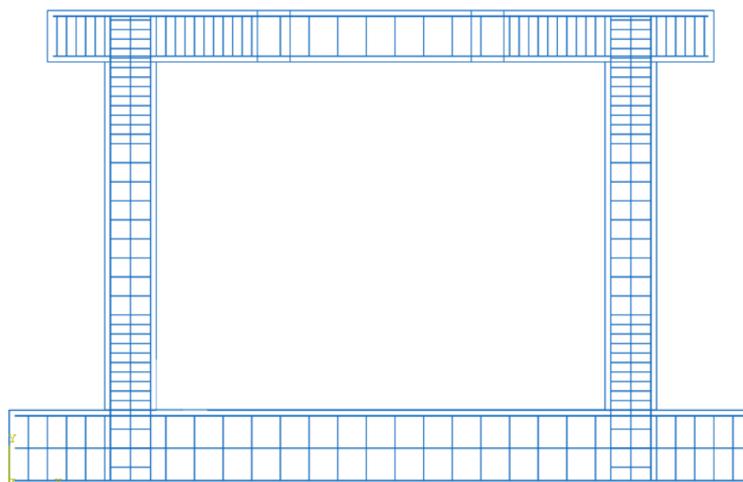


Figura 28 - Telaio in calcestruzzo armato

Una volta realizzato il telaio in calcestruzzo armato (Fig.28) si è passati alla modellazione del pannello in muratura; la realizzazione del pannello è stata effettuata attraverso elementi mattone e metà mattone (Fig. 29).

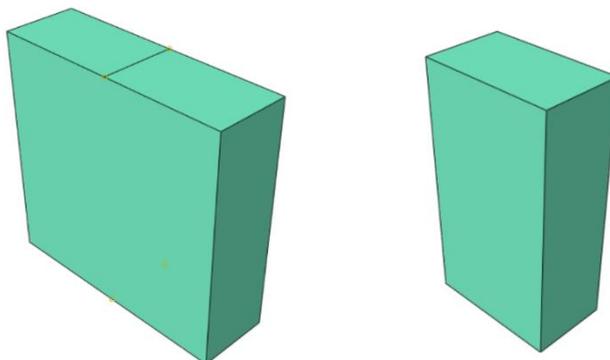


Figura 29 - Modellazione mattone e metà mattone

La seguente tabella (Tab.12) mostra le proprietà del materiale che sono state usate per modellare il blocco in Abaqus.

Tabella 12 - Proprietà meccaniche del blocco introdotte in Abaqus

Mass Density	Elasticity		Plasticity				
	Young's modulus E_0	Poisson's ratio ν	Dilatation Angle ψ	Eccentricity	f_{b0}/f_{co}	K	Viscosity
tonne/m ³	Mpa						
1.10E-09	3160	0.2	10	0.1	1.16	0.667	0.0003

Ai fini di questa ricerca, per definire le caratteristiche plastiche del materiale è stato necessario eseguire simulazioni numeriche di prova a compressione uniassiale sul blocco. Per quanto riguarda la resistenza a compressione, dopo diversi tentativi di calibrazione, si è deciso di adottare un valore di resistenza pari alla radice del prodotto tra la resistenza a compressione nelle due direzioni.

$$\tilde{f}_b = \sqrt{f_{bh} \cdot f_{bv}} = \sqrt{5 \cdot 2} = 3.16 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico è definito a partire dalla relazione proposta dall'Eurocodice 6:

$$E_b = 1000 \cdot \tilde{f}_b = 3160 \text{ Mpa}$$

Per descrivere il comportamento del blocco a trazione si è utilizzato lo stesso modello utilizzato per il calcestruzzo (Hsu e Mo).

Il legame costitutivo utilizzato per definire il comportamento a compressione del blocco è di tipo parabolico con ramo di softening lineare fino a raggiungimento della deformazione ultima ε_{cu} . Il legame scelto per descrivere il ramo elastico è quello proposto da Kent e Park [36]:

$$\sigma_c = f_c \left[2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad se \ 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c0}$$

Per la deformazione di picco (ε_{c0}) e per la deformazione ultima (ε_{cu}) si è scelto il valore 0.00125 e 0.03 rispettivamente.

La seguente tabella (Tab. 13) illustra in maniera numerica il legame costitutivo utilizzato per il blocco in laterizio.

Tabella 13 - Compressive e tensile behavior

Concrete damage plasticity			
Compressive behavior		Tensile behavior	
Yield Stess [Mpa]	Inelastic Strain	Yield Stress [Mpa]	Cracking strain
3.03	0	0.59	0
3.11	0.00011	0.43	0.00024
3.15	0.00020	0.38	0.00040
3.16	0.00025	0.34	0.00056
3.08	0.00033	0.32	0.00071
2.92	0.00048	0.30	0.00087
2.75	0.00063	0.28	0.00103
2.59	0.00078	0.27	0.00118
2.43	0.00093	0.24	0.00169
2.27	0.00108	0.19	0.00321
2.10	0.00123	0.16	0.00472
1.94	0.00139	0.14	0.00623
1.78	0.00154	0.13	0.00774
1.62	0.00169	0.12	0.00924
1.45	0.00184	0.12	0.01074
1.29	0.00199	0.11	0.01225
1.13	0.00214	0.10	0.01375
0.97	0.00229	0.10	0.01525
0.80	0.00245	0.10	0.01675
0.64	0.00260	0.09	0.01826
0.48	0.00275	0.04	0.11828
0.32	0.00290	0.03	0.21829

Per una migliore presentazione, i legami costitutivi adottati sono riportati sotto forma di diagramma sforzo-deformazione (Fig.30).

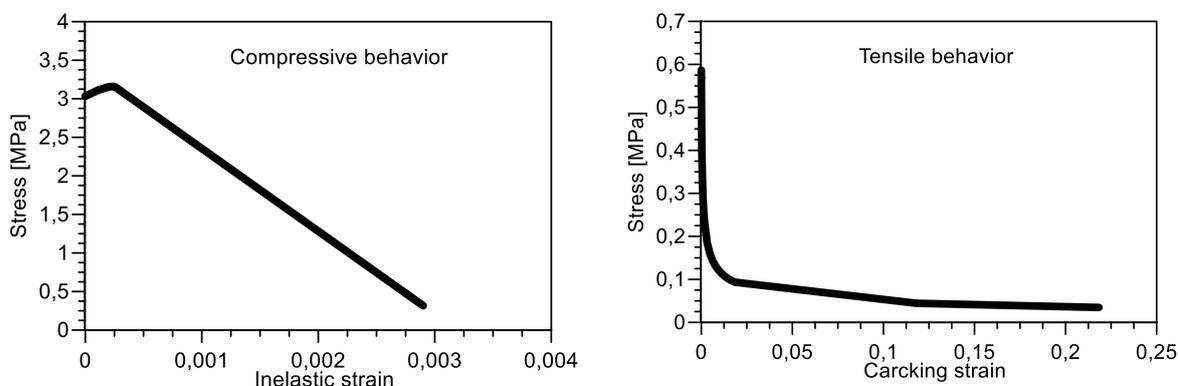


Figura 30 - Legame costitutivo del blocco introdotto in Abaqus

Il passaggio successivo è quello di descrivere il comportamento dei giunti. Nell'interfaccia blocco-blocco si innescano due meccanismi di resistenza differenti che sono l'attrito tra i vari blocchi e la coesione fornita dalla malta, la resistenza a trazione della muratura è assicurata dalla presenza di questi contributi. Entrambi i meccanismi si attivano lungo gli "*head joints*", mentre lungo i "*bed joints*" l'unico meccanismo resistente alle sollecitazioni di taglio è fornito dal comportamento coesivo della malta.

Per simulare i due meccanismi resistenti si è proceduto con la definizione delle proprietà delle interfacce (Tab.13) Queste proprietà sono state attribuite alle superfici di contatto dei vari elementi attraverso la modalità di interazione "*surface-to-surface contact*" che prevede la definizione di una superficie "*master*" ed una "*slave*" (Fig.30). L'approccio descritto ha permesso di apprezzare, in fase di analisi, gli scorrimenti relativi tra i blocchi.

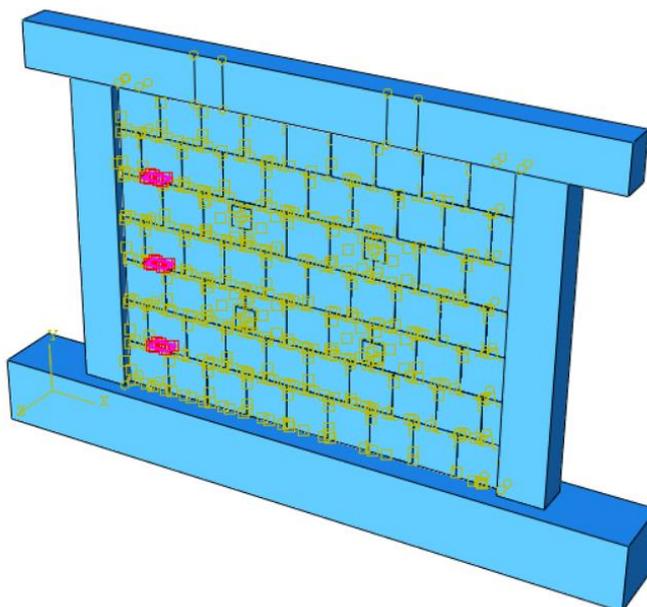


Figura 31 - Esempio "surface-to-surface contact" utilizzato nel modello

Tabella 14 - Caratteristiche interfacce dei giunti

Contact behavior		Cohesive behavior						
Tangential	Normal	Traction-separation [N/mm ²]			Damage			Evolution
		K _{nn}	K _{ss}	K _{tt}	Initiation [Mpa]			
Friction coefficient					Normal	Shear I	Shear II	G _F [N/mm]
0.6	Hard contact	200	88	88	0.83	0.23	0.23	0.02075

Per descrivere il comportamento coesivo del campione si è utilizzato il valore di resistenza a trazione della malta.

Per quanto riguarda il traction separation behavior, i coefficienti di rigidezza sono stati valutati a partire dalle relazioni:

$$k_{nn} = \frac{E}{t}$$

$$k_{tt} = k_{ss} = \frac{G}{t}$$

Dopo vari test di calibrazione si è deciso di adottare per i coefficienti di rigidezza i valori presenti in Tabella 14.

Per quanto riguarda il comportamento normale si è impedita la compenetrazione tra le superfici, per fare questo è stata assegnata una interazione senza softening definita “Hard contact”.

Nel caso di comportamento tangenziale si è fatto ricorso alla definizione del comportamento attritivo attraverso una modellazione di tipo “*penalty*” tra le interfacce. Generalmente il coefficiente d’attrito per le murature è compreso nel range tra 0.5-0.7; nel nostro caso il miglior risultato si è ottenuto utilizzando un valore pari a 0.6.

Per quanto riguarda l’energia di frattura si è fatto ricorso alla relazione proposta da Vos nel 1983 [36]:

$$G_F = 0.000025f_t \quad [MN/m]$$

dove con f_t si indica la resistenza a trazione della malta.

Le condizioni di vincolo adottate durante la campagna sperimentale sono state riproposte anche durante la generazione del modello.

In particolare, si è adottato un vincolo di incastro alla base della trave di fondazione e un vincolo allo spostamento in direzione Z (direzione perpendicolare al pannello) per simulare la presenza dei ganci posizionati in corrispondenza del traverso superiore (Fig. 32).

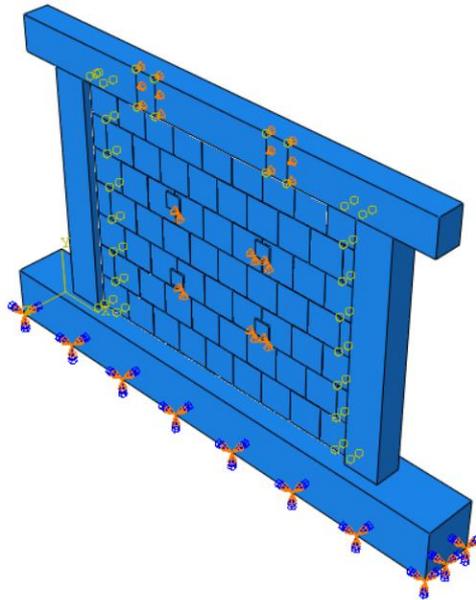


Figura 32 - Condizioni di vincolo esterno

Terminata la determinazione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del campione, si è proceduto con la definizione delle condizioni di carico.

Durante la prova sperimentale il pannello è stato sottoposto sia ad un carico gravitazionale verticale che all'applicazione di una forza fuori dal piano; per applicare tali forze è stato necessario definire due step distinti.

Il primo step prevede la presenza del solo peso proprio del campione, per applicare tale carico si è fatto affidamento al "Gravity Load". Tale condizione di carico permette, in funzione del peso specifico e delle dimensioni geometriche, di determinare in maniera automatica il peso proprio degli elementi modellati.

Il secondo step è stato inserito con l'obiettivo di applicare il carico fuori piano sul pannello in muratura. Per riproporre la condizione di applicazione del carico eseguita in fase sperimentale è stato necessario introdurre una piastra di carico (Fig.33), modellata come un elemento infinitamente rigido. Questa scelta è legata alla considerazione per cui l'eventuale deformabilità della piastra potrebbe condizionare in modo negativo l'applicazione del carico sul pannello e di conseguenza questo porterebbe ad un errore nella calibrazione del modello.

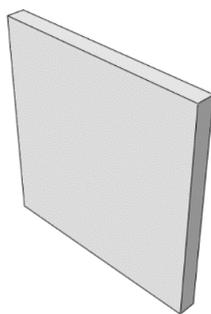


Figura 33 - Piastra infinitamente rigida

Al fine di evitare compenetrazione tra piastra e pannello è risultato necessario definire una condizione di interazione tra i due elementi. Per quanto riguarda il comportamento tangenziale si è adottato un comportamento privo di attrito (*“frictionless”*) mentre per quanto riguarda il comportamento in direzione normale si è utilizzato un vincolo di tipo *“Hard contact”* con rigidità di contatto calcolata automaticamente dal programma. Data la mancanza di vincoli in direzione tangenziale alla piastra, in corrispondenza della base inferiore si è inserito un vincolo carrello (Fig.34) con traslazione impedita in direzione X ed in direzione Y ma con traslazione libera in direzione Z (direzione fuori piano al pannello). Tale condizione di vincolo ha il compito di fornire una guida alla piastra durante l’applicazione del carico.

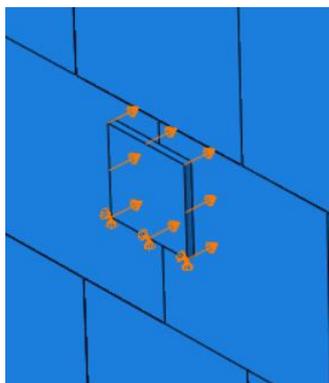


Figura 34 - Condizione di vincolo e spostamento imposto sulla piastra

L’obiettivo dell’analisi è quello di catturare il ramo post-picco della curva forza-spostamento; per questo motivo si è scelto di eseguire una prova a controllo di

spostamento attraverso l'applicazione di uno spostamento totale di 60 mm agente nelle quattro piastre di carico.

Come per tutti i modelli agli elementi finiti, l'analisi è tanto più significativa, quanto più è alto il grado di dettaglio della mesh, quindi risulta "mesh dependent". Nel nostro studio il telaio e i blocchi sono stati discretizzati mediante elementi solidi 3D a 8 nodi (C3D8R); dopo varie prove di calibrazione si è deciso di adottare una mesh costante di dimensioni 50mm (Fig.35). Si è adottata questa scelta in quanto all'aumentare del grado di dettaglio non si è ottenuta una differenza significativa dei risultati a fronte di un notevole incremento dell'onere computazionale.

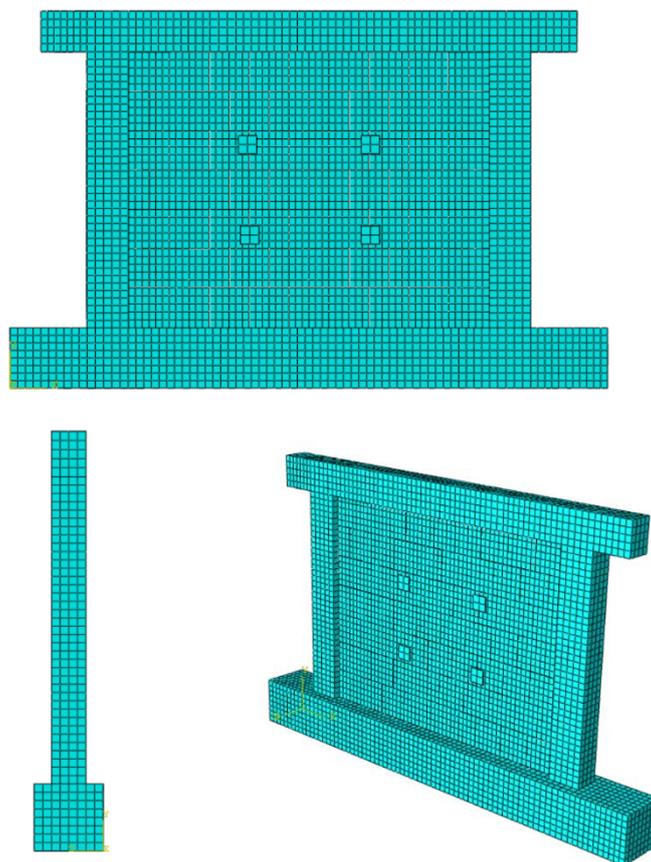


Figura 35 - Mesh adottata per discretizzare il modello numerico

L'approccio di modellazione adottato ha permesso di eseguire analisi statiche non-lineari su elementi che presentano elevati valori di distorsione ed elevati spostamenti. In questo lavoro per valutare la risposta del pannello è stato utilizzato il metodo di analisi dinamico

quasi-statico non-lineare che ha permesso di ottenere tutte le informazioni necessarie e di raggiungere in maniera agevole la convergenza della soluzione.

I risultati ottenuti dalla fase di processing possono essere visualizzati nella fase di post-processing. Per quanto riguarda lo scopo di questa ricerca, è necessario ottenere la curva forza-spostamento per le azioni agenti fuori dal piano. Questa curva è stata ricavata attraverso la richiesta di ottenere i valori delle reazioni vincolari in corrispondenza delle superfici vincolate e andando a monitorare i valori di spostamento in direzione Z di un punto di controllo, individuato in corrispondenza del centro del pannello. Per poter ottenere tali informazioni è stato necessario definire dei “set” di controllo per le reazioni e per lo spostamento (Fig.36).

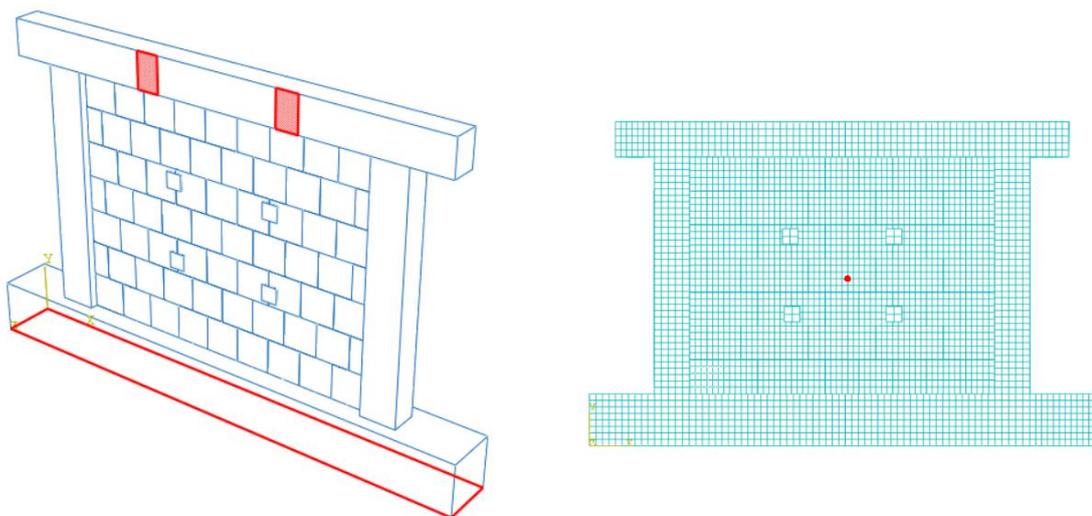


Figura 36 - Definizione dei set di controllo per le reazioni e per lo spostamento

Una volta definiti questi set, attraverso il comando “*History Output Requests*” è stato possibile ottenere in modo automatico i grafici di nostro interesse.

3.5 Calibrazione del modello

Prima di eseguire la calibrazione dell'intero modello, si è eseguita la calibrazione del blocco in laterizio attraverso test di caratterizzazione meccanica degli elementi costituenti la muratura in accordo con il codice EN 771-4.

3.5.1 Calibrazione numerica del blocco in laterizio

In fase di modellazione il blocco in laterizio è stato realizzato come un elemento pieno con proprietà meccaniche isotrope, a differenza del reale blocco forato utilizzato nella campagna sperimentale e che presenta comportamento differente nelle due direzioni (Fig.37).

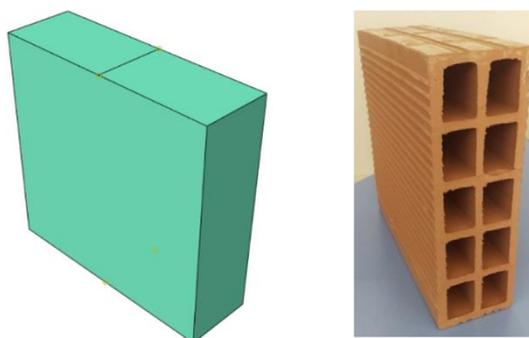


Figura 37 - Confronto tra il blocco modellato ed il blocco utilizzato

Come specificato precedentemente si è ipotizzato di associare, al blocco modellato, delle proprietà meccaniche medie rispetto a quelle fornite dalla campagna sperimentale. Per questo motivo è risultato necessario eseguire una calibrazione del blocco ed in particolare tarare i parametri plastici da inserire nel “concrete damaged plasticity model”. Tra tutti risulta necessario calibrare con attenzione il “viscosity parameter” in quanto all'aumentare di esso aumenta in maniera evidente la resistenza a compressione.

Il comportamento meccanico del blocco in laterizio è stato calibrato confrontando i risultati ottenuti da prove a compressione uniassiale.

Di seguito è riportata la curva tensione-deformazione del blocco ottenuta dall'analisi numerica confrontata con il comportamento sperimentale ipotizzato del blocco (Fig. 38).

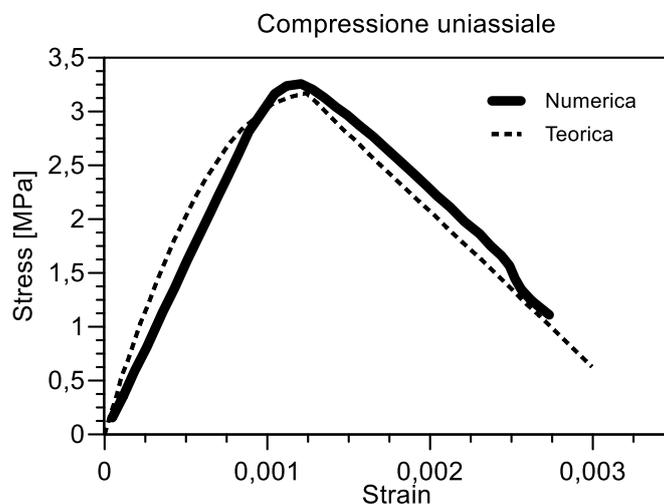


Figura 38 - Confronto tra la curva sforzo-deformazione numerica e teorica

A seguito della procedura di calibrazione si sono definiti i parametri plastici da utilizzare nella modellazione (Tab. 15).

Tabella 15 - Parametri plastici del blocco in laterizio

Plasticity				
Dilatation Angle ψ	Eccentricity	f_{b0}/f_{co}	K	Viscosity Parameter
10	0.1	1.16	0.667	0.0003

3.5.2 Calibrazione numerica del pannello in muratura intelaiato

Dopo aver eseguito l'analisi numerica del modello Ricci_80, si è ottenuta la curva carico-spostamento. In particolare, si è evidenziato il confronto tra la curva carico-spostamento relativa all'analisi numerica e alla prova sperimentale (Fig.39). Si può notare come il modello numerico simula correttamente il valore della rigidità iniziale, il punto di picco e la risposta post-picco.

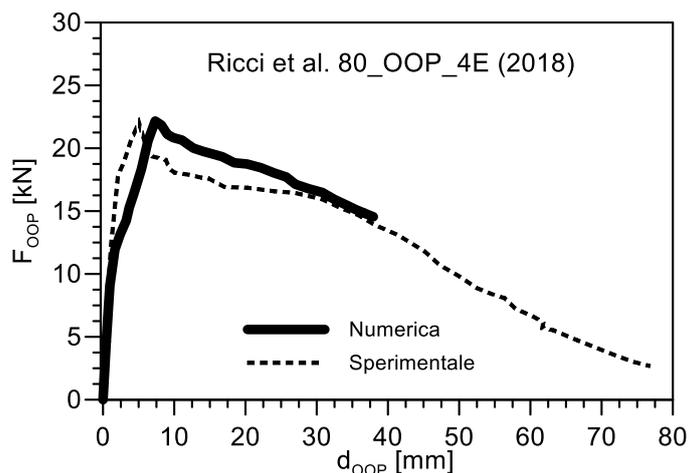


Figura 39 - Confronto curva forza-spostamento numerica e sperimentale

Nella tabella riepilogativa (Tab. 16) è riportato il valore del peak load relativo alla prova sperimentale ed alla simulazione numerica.

Tabella 16 - Carico di prova sperimentale e simulazione numerica

Case Study	$F_{\text{peak,experimental}}$ (kN)	$F_{\text{peak,numerical}}$ (kN)
Ricci et al. 80_OOP_4E (2018)	22.0	22.16

Osservando il confronto tra i valori di resistenza fuori piano riportati in Tabella 16, è possibile affermare che questa calibrazione risulta adatta per proseguire con gli step successivi di questa ricerca. Inoltre il modello agli elementi finiti utilizzato per prevedere la capacità resistente fuori-piano fa registrare un errore relativo pari 0.72% dunque totalmente trascurabile ai fini ingegneristici.

Attraverso la rappresentazione della deformata (Fig.40) ed attraverso la distribuzione dello stato tensionale principale minimo (Fig.41 a-b) e dello stato tensionale principale massimo (Fig.42 a-b) è possibile apprezzare il comportamento ad arco bidirezionale della muratura, dimostrando dunque che il modello riproduce in maniera realistica il comportamento del campione in esame.

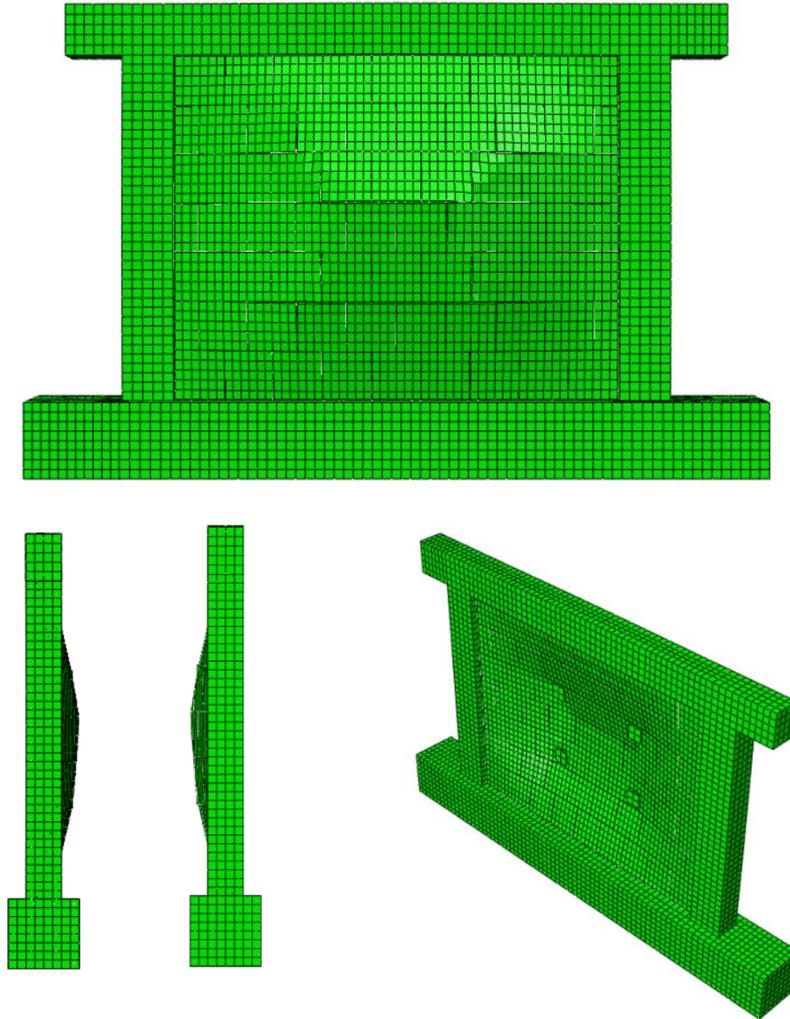


Figura 40 - Deformata amplificata in corrispondenza del peak load

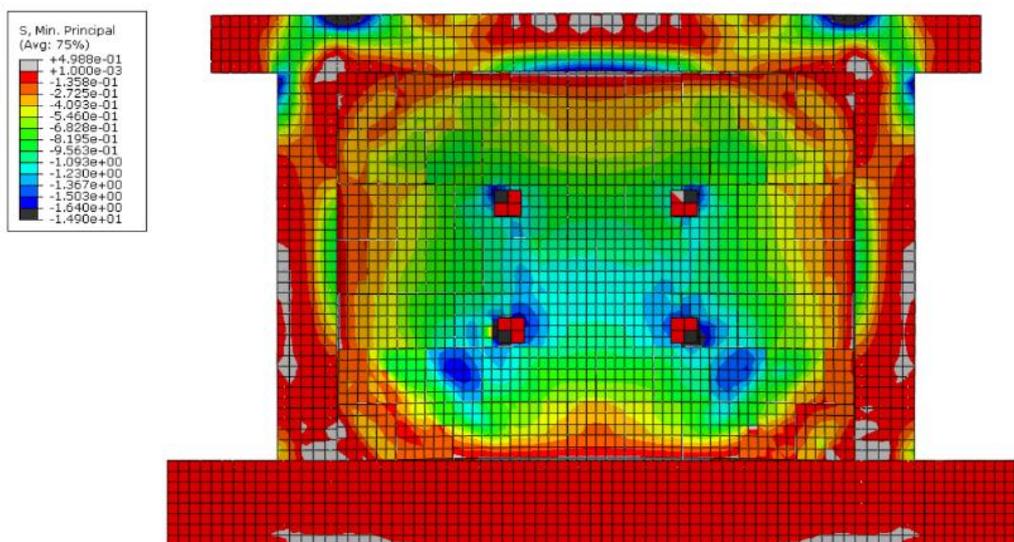


Figura 41.a - Distribuzione delle tensioni principali minime-fronte

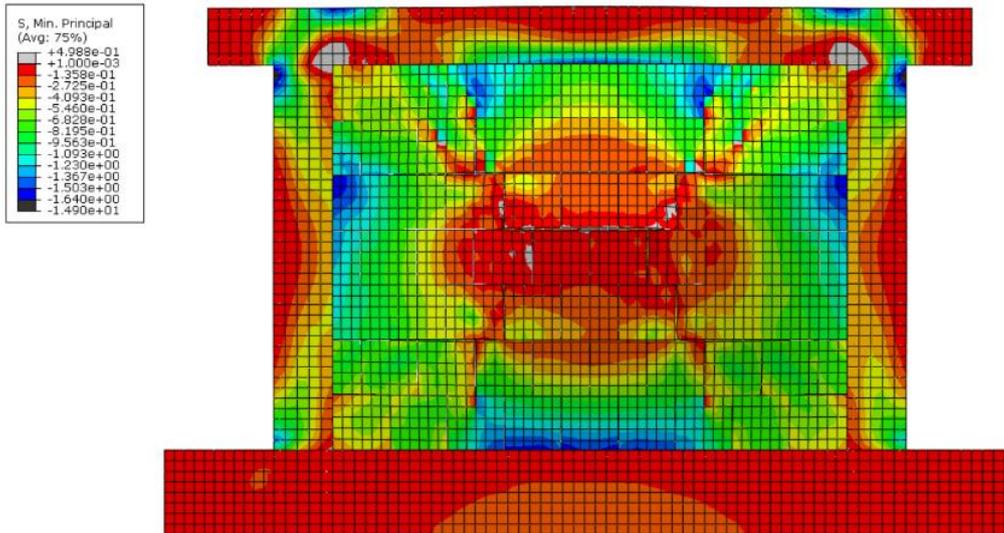


Figura 41.b - Distribuzione delle tensioni principali minime-retro

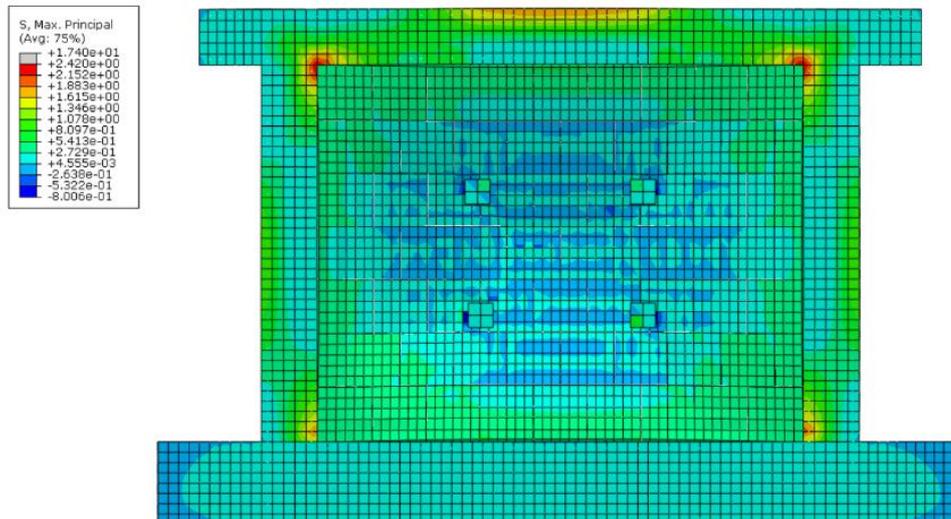


Figura 42.a - Distribuzione delle tensioni principali massime-fronte

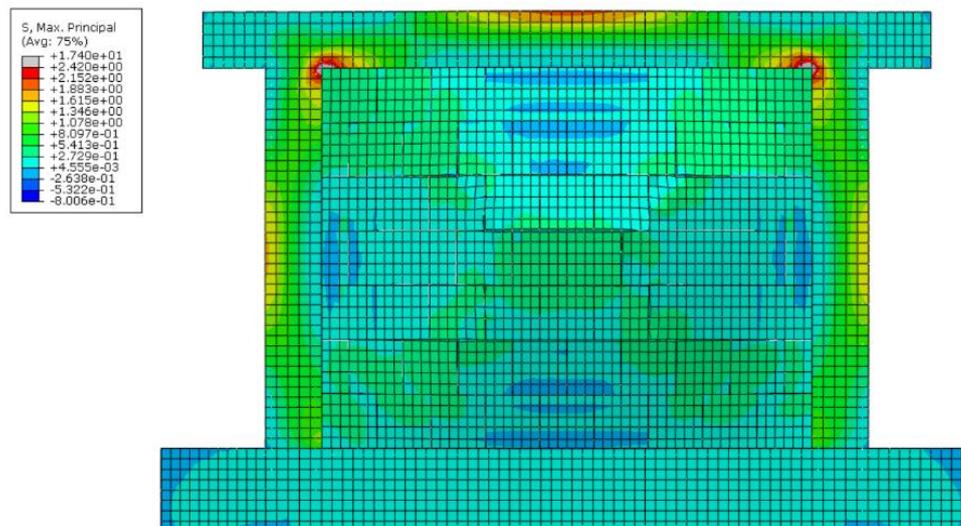


Figura 42.b - Distribuzione delle tensioni principali massime-retro

Il “*Concrete Damaged Plasticity model*” permette di definire il parametro di danno associato ai blocchi in funzione del valore di deformazione plastica, grazie ad esso è stato possibile ottenere una mappatura rappresentativa dello stato di danneggiamento del modello al fine di compararlo con la mappatura del quadro fessurativo registrata durante l’analisi sperimentale. Il parametro di danno a compressione è stato definito, a partire dalla deformazione plastica, secondo la seguente relazione:

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0}$$

$$\begin{cases} d_c = 0 & \text{se } \varepsilon_{tot} \leq \varepsilon_{cu} \\ d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}} & \text{se } \varepsilon_{tot} > \varepsilon_{cu} \end{cases}$$

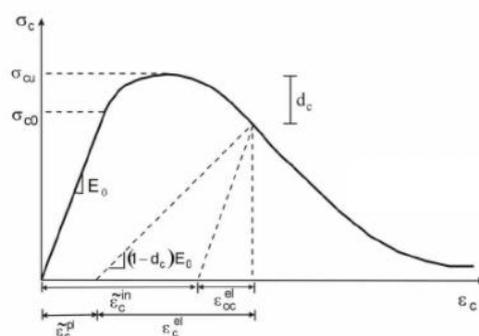


Figura 43 - Legame costitutivo del pannello a compressione e definizione del parametro di danno

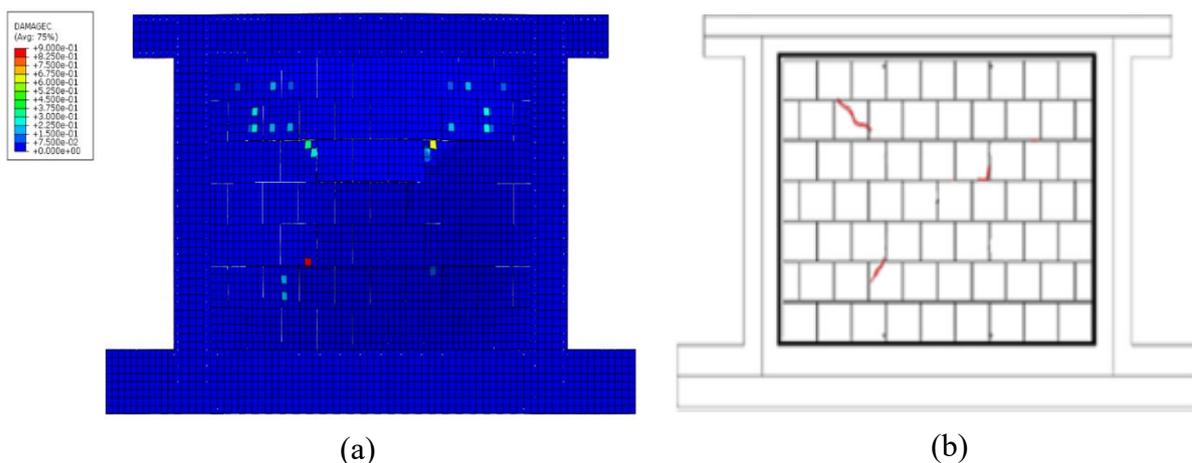


Figura 44 - Confronto tra quadro fessurativo in corrispondenza del peak load: (a) sperimentale (b) simulazione numerica

Un’ ulteriore conferma della corretta calibrazione del modello scaturisce dal confronto tra il quadro fessurativo ottenuto durante la campagna sperimentale ed il quadro fessurativo relativo al modello in corrispondenza del peak load (Fig. 44). Da tale

confronto è possibile apprezzare l'analogia della modalità di rottura del pannello in muratura.

Oltre alla mappatura del danneggiamento a compressione è possibile rappresentarlo anche a trazione (Fig. 46). In questo caso è possibile evidenziare come le sollecitazioni si concentrino in corrispondenza delle due diagonali, confermando il comportamento resistente a doppio arco.

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0}$$

$$\begin{cases} d_t = 0 & \text{se } \varepsilon_{tot} \leq \varepsilon_{cr} \\ d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{to}} & \text{se } \varepsilon_{tot} > \varepsilon_{cr} \end{cases}$$

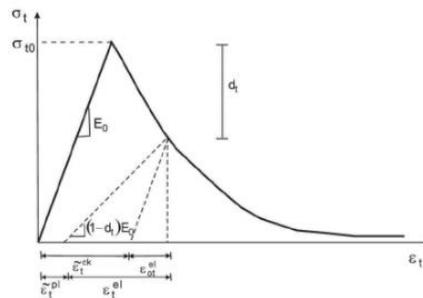


Figura 45 - Legame costitutivo del pannello a trazione e definizione del parametro di danno

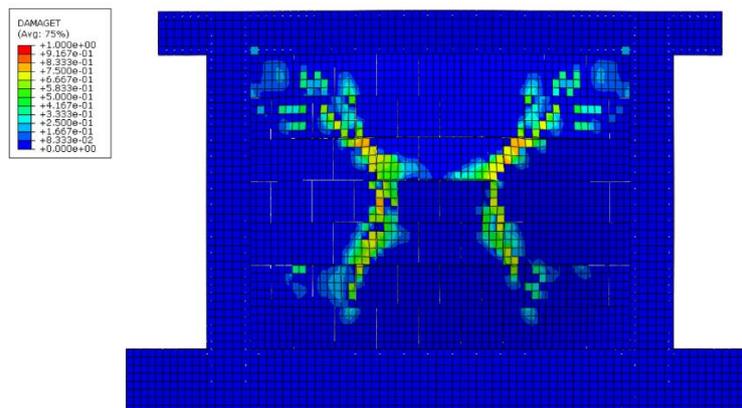


Figura 46 - Danneggiamento a trazione in corrispondenza del peak load

Per confrontare l'evoluzione dello stato tensionale di compressione, si è scelto di rappresentare la distribuzione dello stato tensionale principale minimo in corrispondenza

del punto di prima fessurazione, del punto di picco e del punto in cui è terminata la prova (Fig. 47-48).

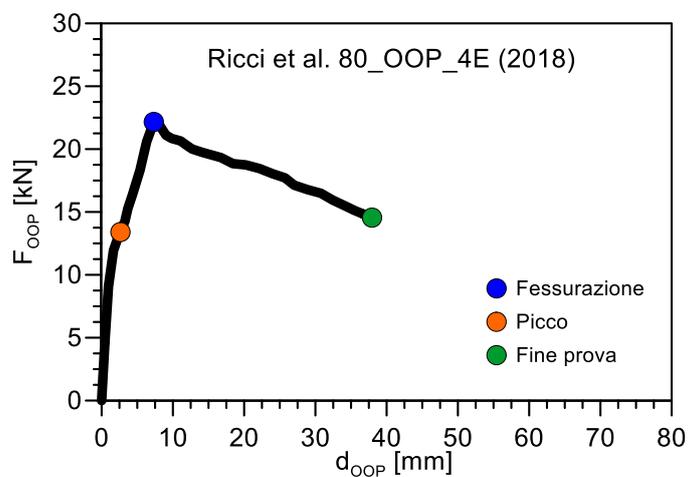


Figura 47 - Rappresentazione grafica dei punti: fessurazione, picco, fine prova

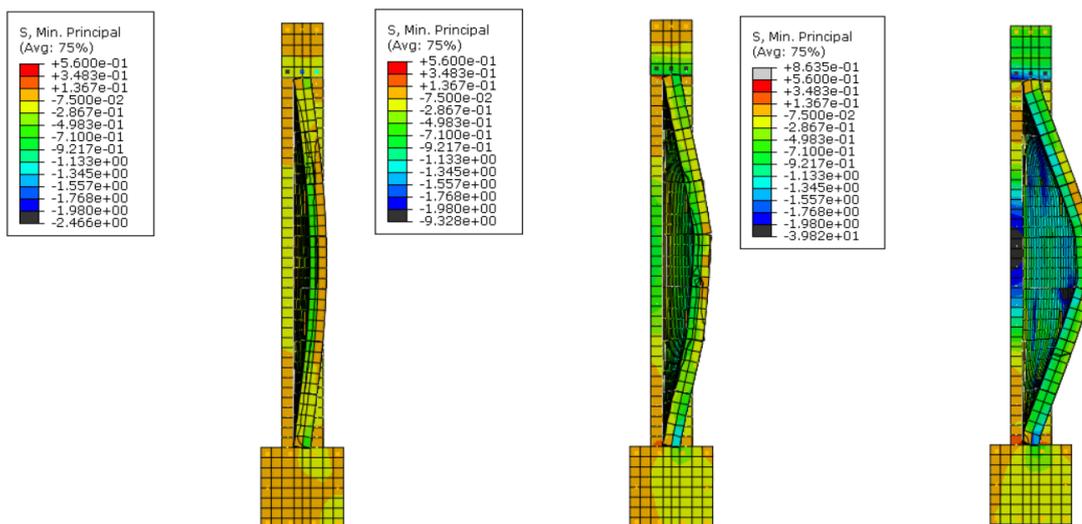


Figura 48 -Stato tensionale minimo: (a)fessurazione, (b) picco, (c) fine prova

4. VALIDAZIONE DEI PARAMETRI UTILIZZATI PER LA CALIBRAZIONE DEL MODELLO

Il modello FEM descritto precedentemente è in grado di riprodurre in maniera corretta il comportamento del pannello descritto nella campagna sperimentale Ricci_80. Per verificare la robustezza e la correttezza dei parametri e delle relazioni utilizzate in fase di calibrazione, si è voluto confrontare il risultato predittivo ottenuto con tale modello con i risultati forniti da altre campagne sperimentali presenti in letteratura.

4.1 Analisi predittiva Ricci et al. 120_OOP_4E (2018)

Durante la campagna sperimentale descritta nel precedente capitolo, oltre al campione Ricci et al. 80_OOP_4E (2018) è stato testato anche il modello Ricci et al. 120_OOP_4E (2018). Esso presenta le medesime proprietà meccaniche e geometriche di quello calibrato precedentemente ad eccezione dello spessore del blocco utilizzato per la realizzazione del pannello (Fig.49).

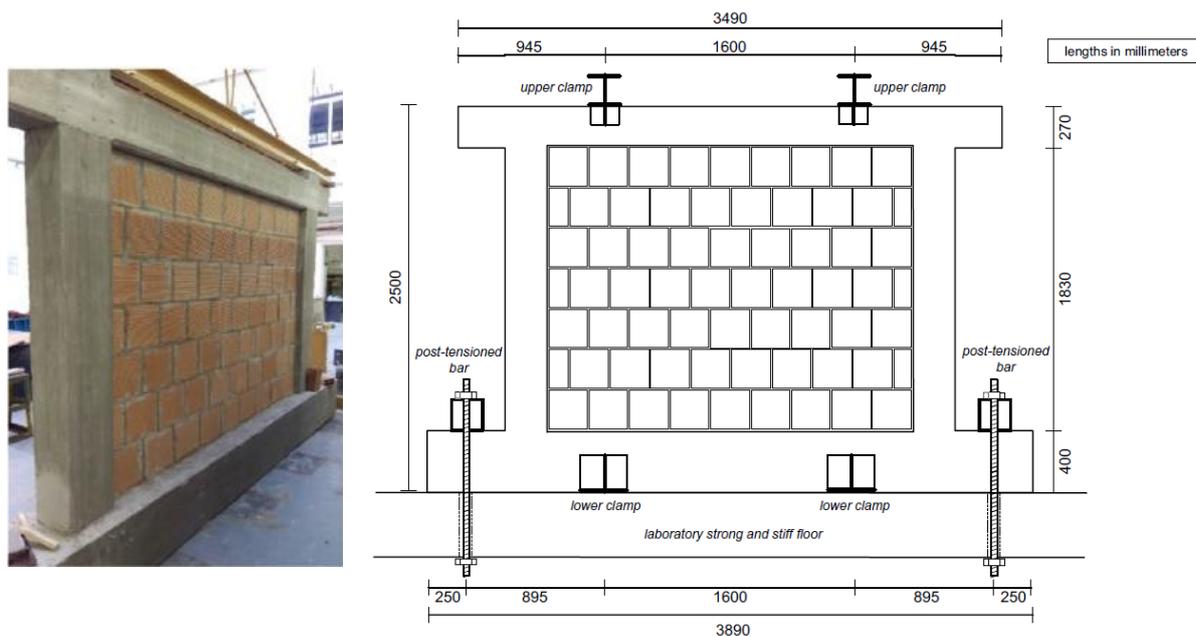


Figura 49 - Dettaglio modello realizzato durante la campagna sperimentale

Pertanto, la seguente analisi è stata eseguita mantenendo invariate le proprietà meccaniche definite precedentemente e modificando lo spessore del blocco passando da 80mm a 120mm (Fig. 50).

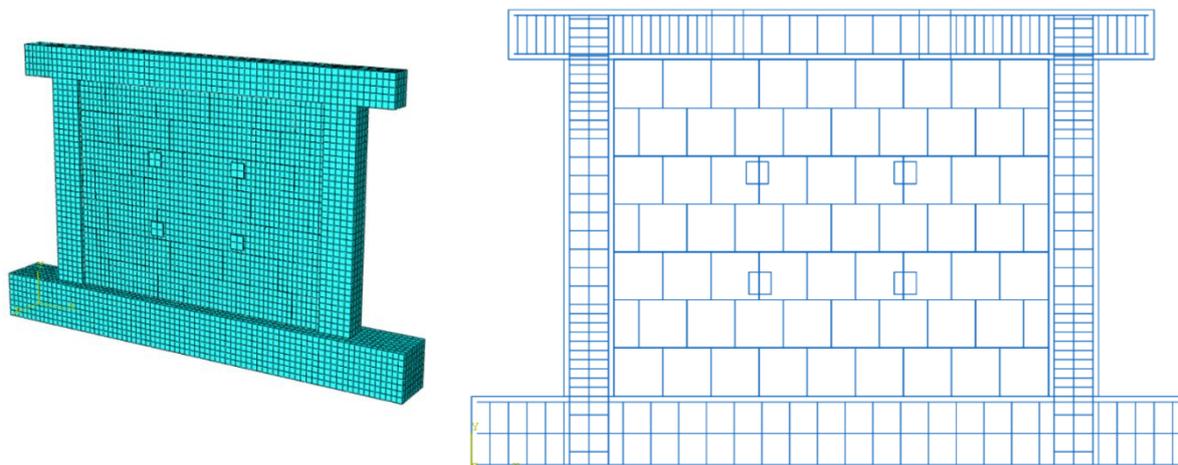


Figura 50 - Modello FEM realizzato

I parametri introdotti in Abaqus necessari per la caratterizzazione del blocco in laterizio e delle interfacce sono riportati in forma tabellare (Tab.17-18).

Tabella 17 - Proprietà meccaniche del blocco in laterizio introdotte in Abaqus

Mass Density	Elasticity		Plasticity				
	Young's modulus E_0	Poisson's ratio ν	Dilatation Angle ψ	Eccentricity	f_{b0}/f_{co}	K	Viscosity
tonne/m ³	Mpa						
1.10E-09	3160	0.2	10	0.1	1.16	0.667	0.0003

Tabella 18 - Parametri necessari per definire il comportamento dei giunti

Contact behavior		Cohesive behavior						
Tangential	Normal	Traction-separation [N/mm ²]			Damage			
		Knn	Kss	Ktt	Initiation [Mpa]			Evolution
Friction coefficient					Normal	Shear I	Shear II	G_F [N/mm]
0.6	Hard contact	200	88	88	0.83	0.23	0.23	0.02075

Dopo aver eseguito l'analisi numerica del modello, si è ottenuta la curva carico-spostamento. In particolare, si è evidenziato il confronto tra la curva carico-spostamento relativa all'analisi numerica e alla prova sperimentale (Fig.51). Anche in questo caso si

può notare come il modello numerico simula correttamente la rigidezza iniziale, il punto di picco e la risposta post-picco.

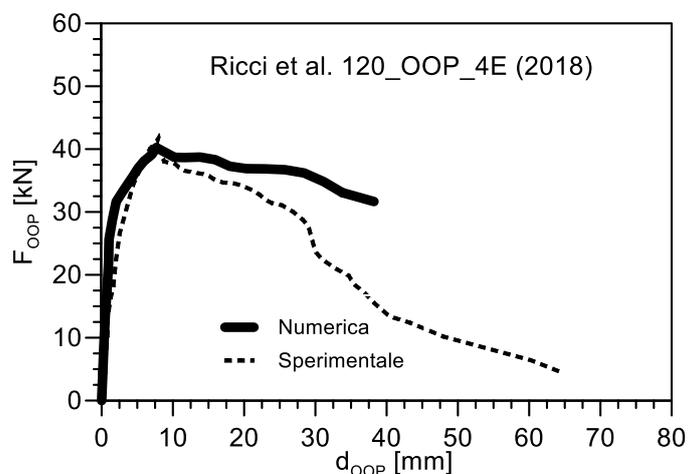


Figura 51 - Confronto curva forza-spostamento numerica e sperimentale

Nella tabella riepilogativa (Tab. 19) è riportato il valore del peak load relativo alla prova sperimentale ed alla simulazione numerica.

Tabella 19 - Carico di picco prova sperimentale e simulazione numerica

Case Study	$F_{\text{peak,experimental}}$ (kN)	$F_{\text{peak,numerical}}$ (kN)
Ricci et al. 120_OOP_4E (2018)	41.9	40.38

Anche per questo modello è possibile apprezzare il corretto funzionamento globale del campione. In questo caso l'errore relativo tra il valore del *peak load* ottenuto sperimentalmente e quello ottenuto in maniera predittiva è pari al 3.40%.

Attraverso la rappresentazione della deformata (Fig.52) e dello stato tensionale (Fig.53 a-b) è possibile catturare il comportamento ad arco.

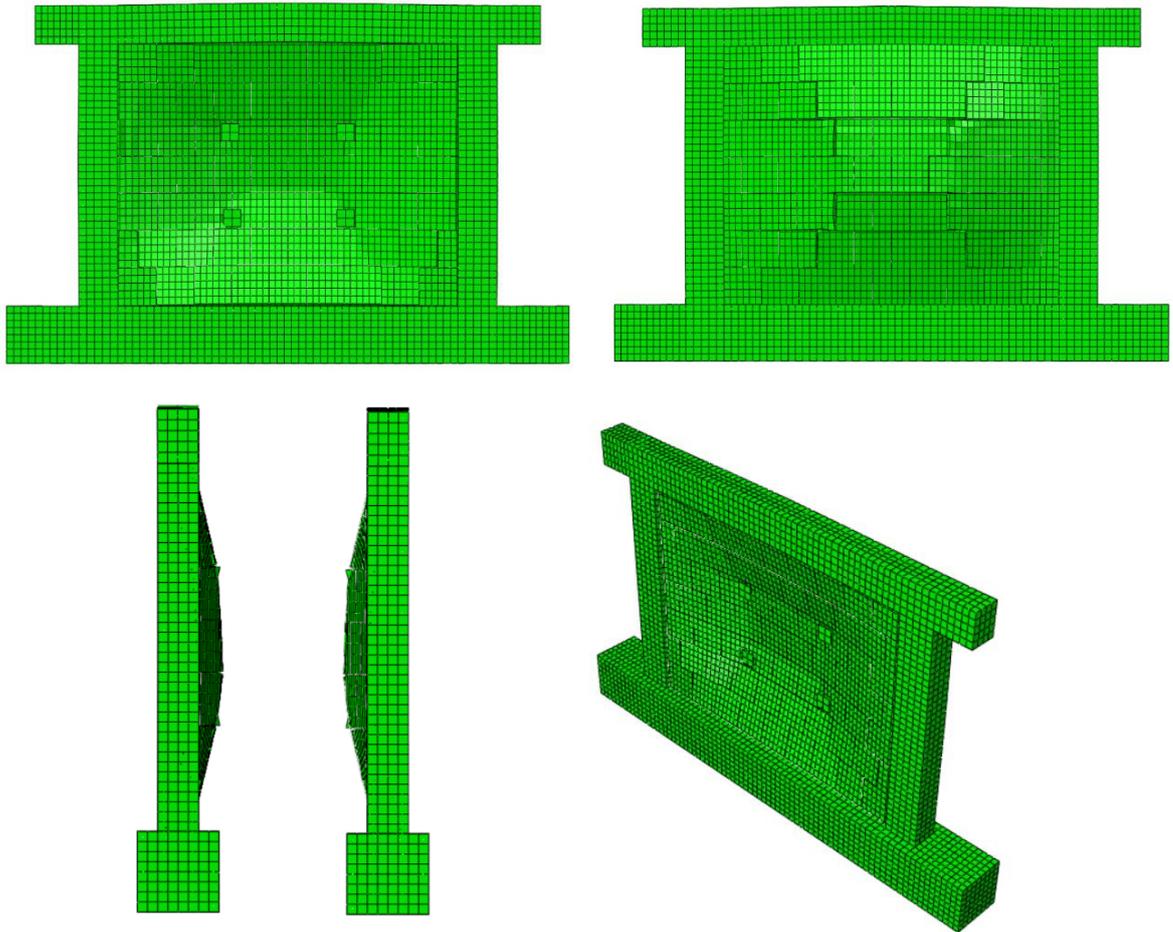


Figura 52 - Deformata amplificata in corrispondenza del peak load

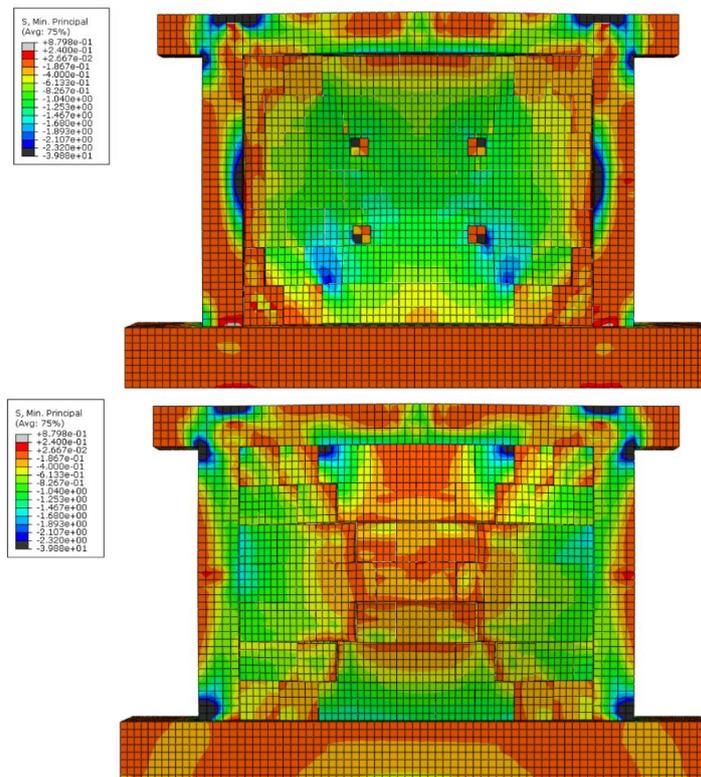


Figura 53.a – Distribuzione delle tensioni principali minime in corrispondenza del peak load

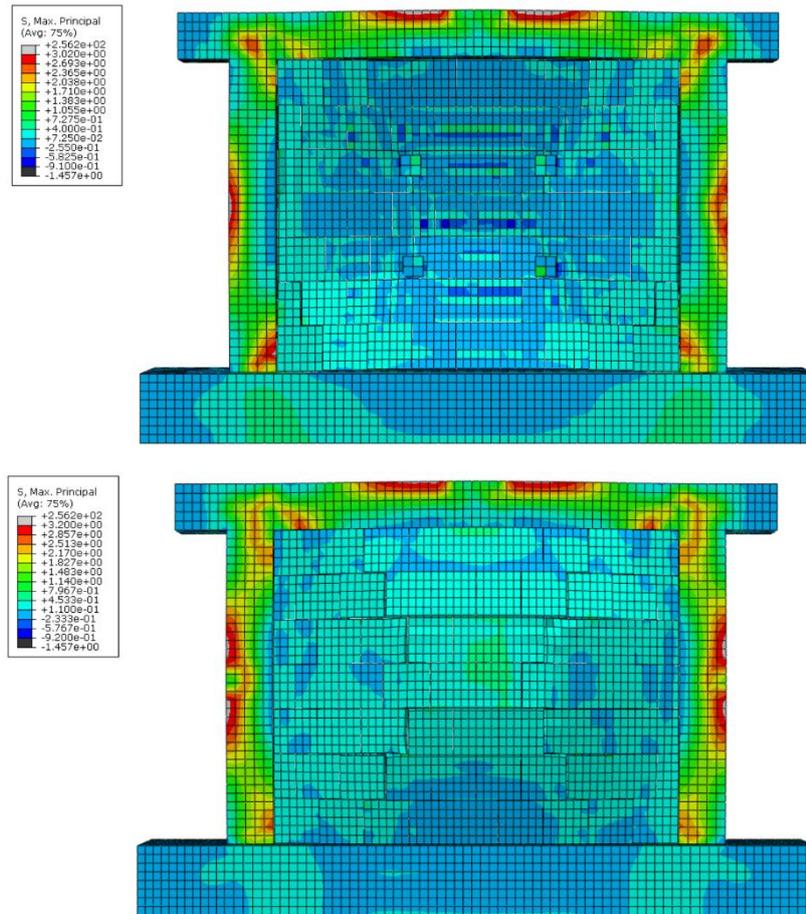


Figura 53.b - Distribuzione delle tensioni principali massime in corrispondenza del peak load

Per completezza viene riportata la variazione dello stato tensionale di compressione all'aumentare dello spostamento fuori dal piano (Fig.54 a-b).

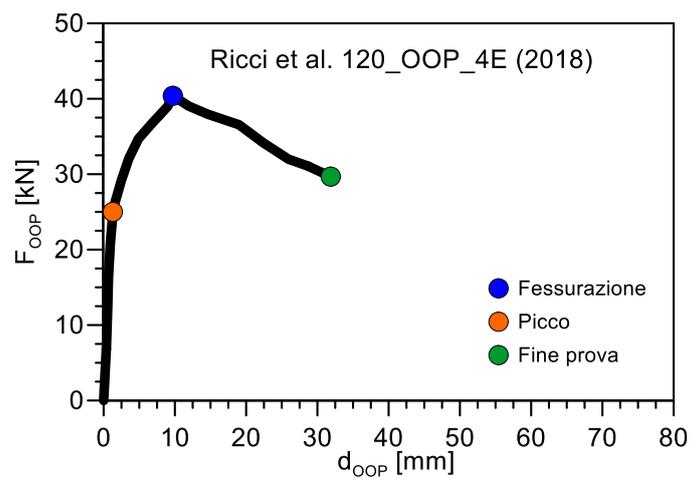


Figura 54.a - Rappresentazione grafica dei punti: fessurazione, picco, fine prova

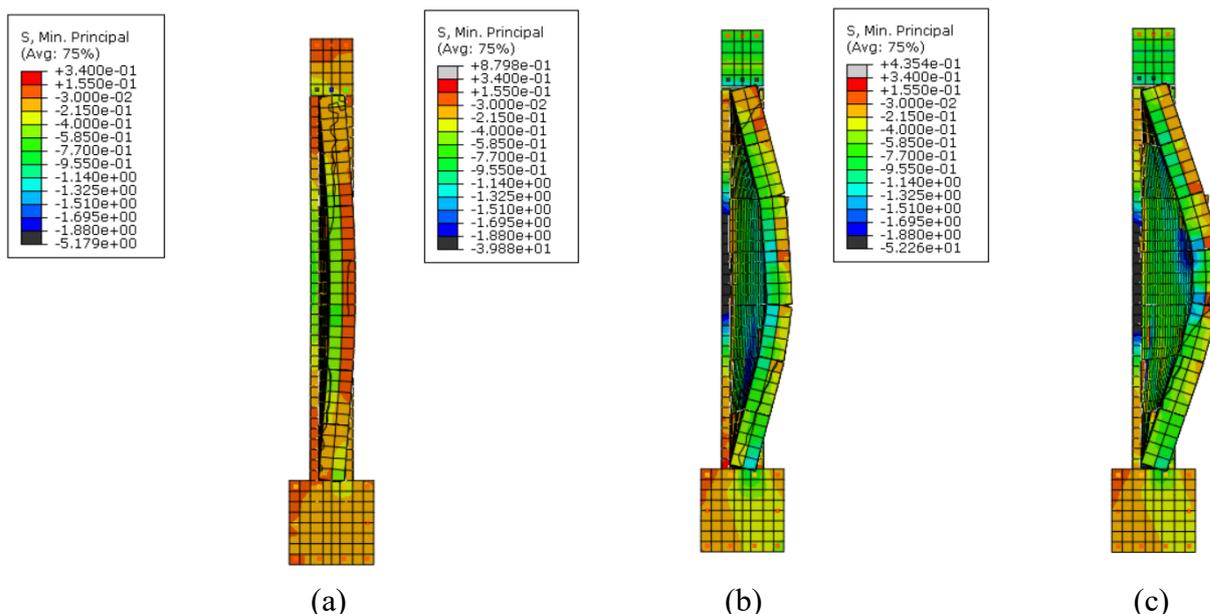


Figura 54.b - Stato tensionale minimo: (a)fessurazione, (b) picco, (c) fine prova

4.2 Analisi predittiva De Risi et al. OOP (2019)

Dopo aver testato due campioni che presentano uguali proprietà meccaniche e geometriche (ad eccezione dello spessore del pannello), si è voluto eseguire una prova su un pannello con diverse proprietà meccaniche e che presenti un rapporto tra i lati pari a uno (pannello quadrato). Tale scelta è stata motivata dal nostro interesse a valutare la variazione della risposta del pannello in muratura intelaiata al variare del rapporto w/h . La campagna sperimentale condotta da De Risi et al. (2019) (Fig.55), è stata presa come modello di riferimento per poter sviluppare le successive analisi parametriche sul modello FEM realizzato (Fig.56).

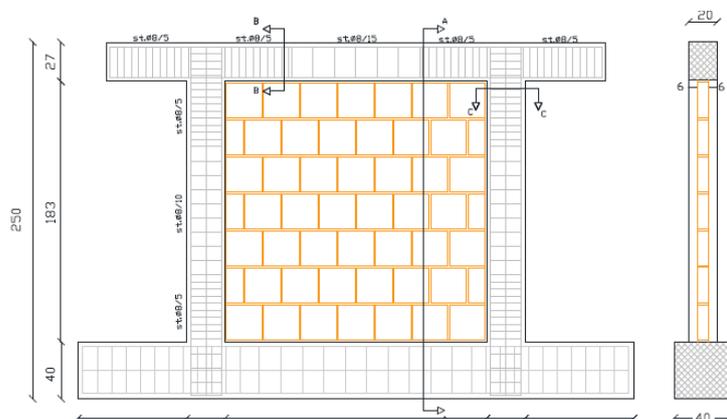


Figura 55 – Dettaglio del campione De Risi et al. 2019

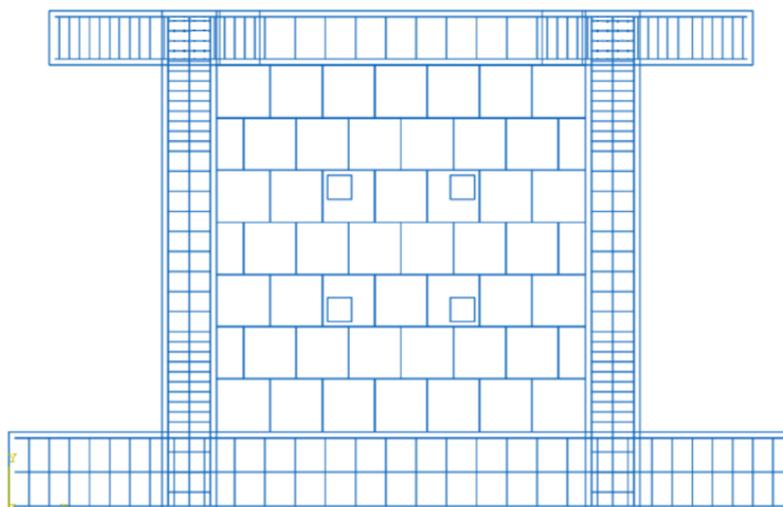


Figura 56 - Dettaglio del modello FEM

Le proprietà meccaniche del blocco in muratura nelle due direzioni utilizzate nella seguente sperimentazione sono uguali a quelle indicate nella sperimentazione condotta da Ricci. Tuttavia è possibile notare (Fig.57) come i valori di resistenza a compressione del pannello, ottenuti attraverso prove di schiacciamento uniassiale, risultino differenti.

In particolare si ha che:

$$f_{mh, DeRisi} = 1.5 f_{mh, Ricci}$$

Masonry property				
Mortar compressive strength	f_{mor}	9.44	MPa	(CoV = 11.3%)
Clay unit compressive strength parallel to holes	f_{bh}	5.00	MPa	(*)
Clay unit compressive strength perpendicular to holes	f_{bv}	2.00	MPa	(*)
Compressive strength parallel to holes	f_{mh}	4.63	MPa	(CoV = 14.4%)
Compressive strength perpendicular to holes	f_{mv}	2.37	MPa	(CoV = 15.3%)
Elastic modulus parallel to holes	E_{mh}	3452	MPa	(CoV = 17.1%)
Elastic modulus perpendicular to holes	E_{mv}	1891	MPa	(CoV = 18.0%)
Tensile strength	f_{mt}	0.29	MPa	(CoV = 14.5%)
Shear modulus	G_m	1622	MPa	(CoV = 15.0%)

(*) Lower bound value provided by the producer.

Figura 57 - Proprietà meccaniche indicate nella campagna sperimentale

Per questo motivo si è deciso di adeguare il valore di resistenza a compressione del blocco utilizzando la seguente relazione:

$$f_{b, DeRisi} = 1.5 f_{b, Ricci} = 4.74 \text{ Mpa}$$

Tutti i parametri utilizzati per la modellazione del blocco che risultano dipendenti dalla resistenza a compressione sono stati opportunamente scalati. È rimasto invariato il modello del legame costitutivo utilizzato per descrivere il comportamento del blocco e tutti i parametri non dipendenti da f_b .

Di seguito sono riportati in maniera sintetica i parametri necessari introdotti in Abaqus per caratterizzare il modello (Tab. 20-21):

Tabella 20 – Proprietà del blocco in laterizio introdotte in Abaqus

Mass Density	Elasticity		Plasticity				
	Young's modulus E_0	Poisson's ratio ν	Dilatation Angle ψ	Eccentricity f_{b0}/f_{co}	K	Viscosity	
tonne/m ³	Mpa						
1.10E-09	3160	0.2	10	0.1	1.16	0.667 0.0003	

Dai dati forniti, è possibile osservare anche un valore differente della resistenza a trazione della malta. Essendo l'energia di frattura dipendente da questo valore, è stato necessario ricalcolarla:

$$G_F = 0.000025 f_t = 0.0235$$

Tabella 21 - Parametri necessari per definire il comportamento dei giunti

Contact behavior		Cohesive behavior						
Tangential	Normal	Traction-separation [N/mm ²]			Damage			
		Knn	Kss	Ktt	Initiation [Mpa]			Evolution
Friction coefficient					Normal	Shear I	Shear II	G_F [N/mm]
0.6	Hard contact	300	132	132	0.94	0.29	0.29	0.0235

Dopo aver eseguito l'analisi numerica del modello, si è ottenuta la curva carico-spostamento. In particolare, si è evidenziato il confronto tra la curva carico-spostamento relativa all'analisi numerica e alla prova sperimentale (Fig.58). Anche in questo caso si

può notare come il modello numerico simula correttamente la rigidezza iniziale, il punto di picco e la risposta post-picco.

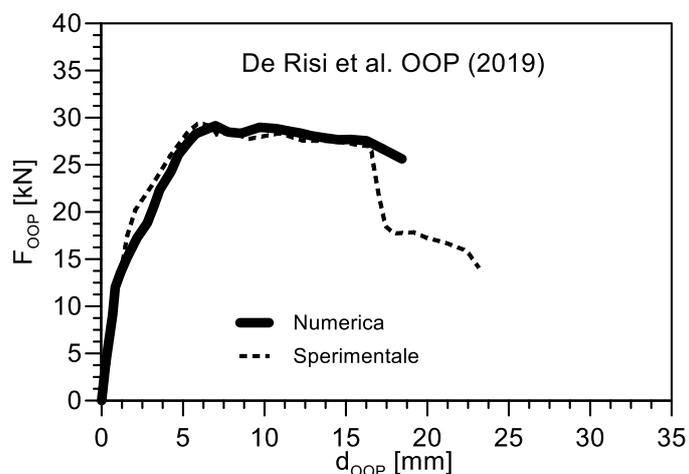


Figura 58 - Confronto curva forza-spostamento numerica e sperimentale

Nella tabella riepilogativa (Tab. 22) è riportato il valore del peak load relativo alla prova sperimentale ed alla simulazione numerica; in questo caso l'errore relativo tra il valore del *peak load* ottenuto sperimentalmente e quello ottenuto in maniera predittiva è pari a 1.09%.

Tabella 22 – Carico di picco prova sperimentale e simulazione numerica

Case Study	$F_{\text{peak,experimental}}$ (kN)	$F_{\text{peak,numerical}}$ (kN)
De Risi et al. OOP (2019)	29.46	29.14

Di seguito viene riportata la mappatura dello stato deformativo (Fig.59) e dello stato tensionale (Fig. 60 a-b).

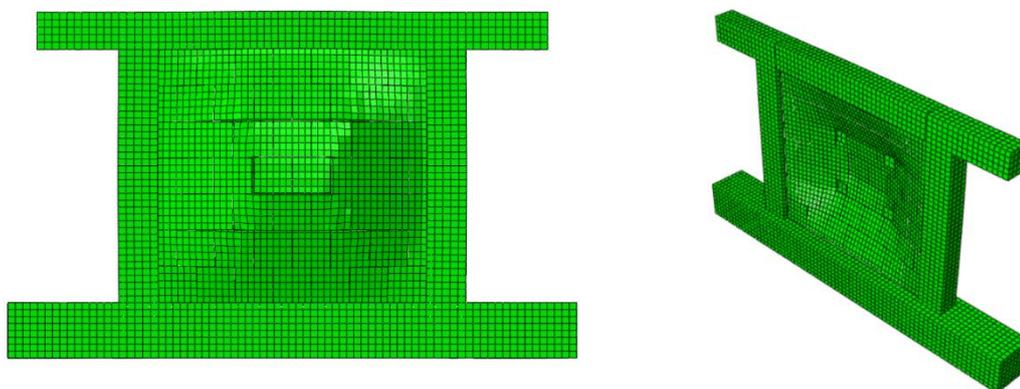


Figura 59 - Deformata amplificata in corrispondenza del peak load

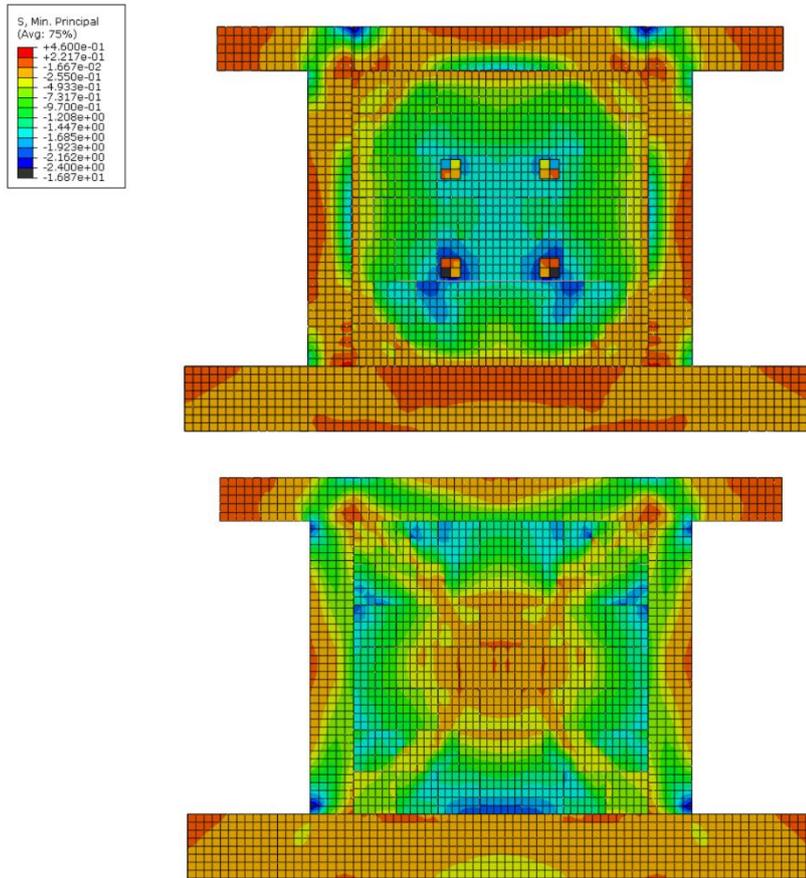


Figura 60.a - Distribuzione delle tensioni principali minime in corrispondenza del peak load

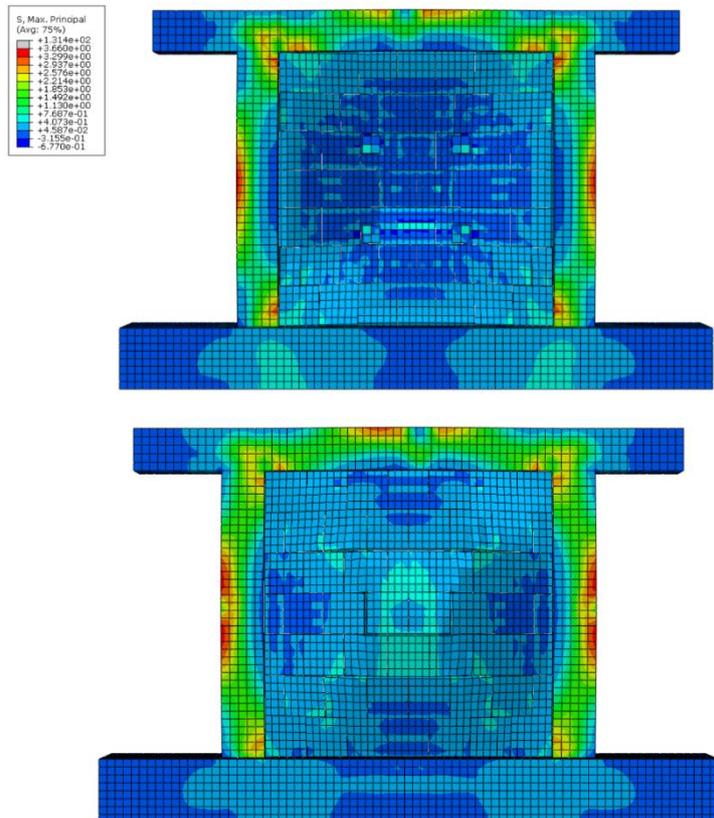


Figura 60.b - Distribuzione delle tensioni principali minime in corrispondenza del peak load

Per completezza viene riportata la variazione dello stato tensionale di compressione all'aumentare dello spostamento fuori dal piano (Fig.61 – 62).

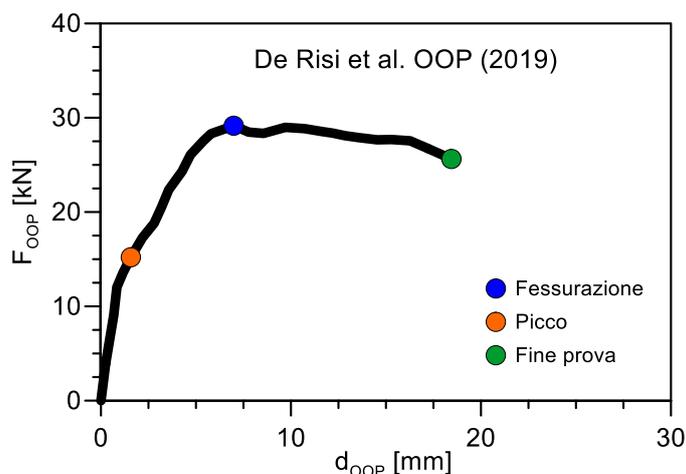


Figura 61 - Rappresentazione grafica dei punti: fessurazione, picco, fine prova

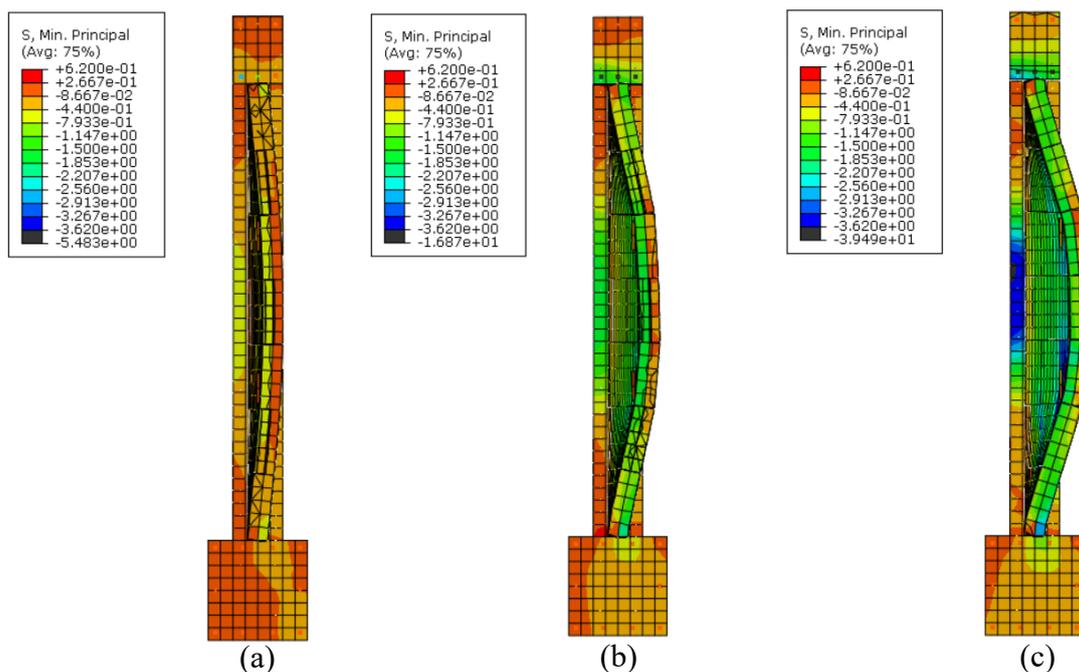


Figura 62 - Stato tensionale minimo: (a)fessurazione, (b) picco, (c) fine prova

Dopo i risultati ottenuti dalle analisi eseguite sui tre campioni sperimentali (Ricci et al. 80_OOP_4E, Ricci et al. 120_OOP_4E, De Risi et al. OOP), si è pervenuti alla conclusione che i parametri e le relazioni scelte per la modellazione della muratura intelaiata sono in grado di prevedere in maniera corretta il comportamento del pannello. Per questo motivo i modelli realizzati possono essere utilizzati al fine di investigare,

attraverso analisi parametriche, la dipendenza della resistenza massima fuori-piano della muratura in funzione di caratteristiche geometriche e in funzione delle condizioni di carico esterno. I risultati ottenuti dalla simulazione numerica di nuove prove saranno descritti nel prossimo capitolo.

5. ANALISI PREDITTIVE

Una volta calibrati i modelli descritti nei capitoli precedenti, partendo dai risultati ottenuti, è possibile eseguire delle simulazioni numeriche al variare dei parametri fondamentali che caratterizzano il comportamento di un pannello in muratura intelaiato.

Le analisi che verranno descritte nei paragrafi successivi, hanno permesso di valutare la variazione di capacità ultima al variare di:

- grado di snellezza h/t ;
- resistenza a compressione del blocco f_b ;
- carico distribuito applicato sul traverso superiore q .

I risultati ottenuti andranno ad integrare quelli attualmente presenti in letteratura e che sono ricavati da prove sperimentali.

5.1 Effetto della snellezza h/t

Il primo parametro preso in considerazione è il grado di snellezza. Per eseguire queste analisi sono state mantenute invariate le proprietà meccaniche dei campioni di riferimento (Ricci et al. 80_OOP_4E, Ricci et al. 120_OOP_4E, De Risi et al. OOP) e si è proceduto a far variare lo spessore del blocco (Fig.63).

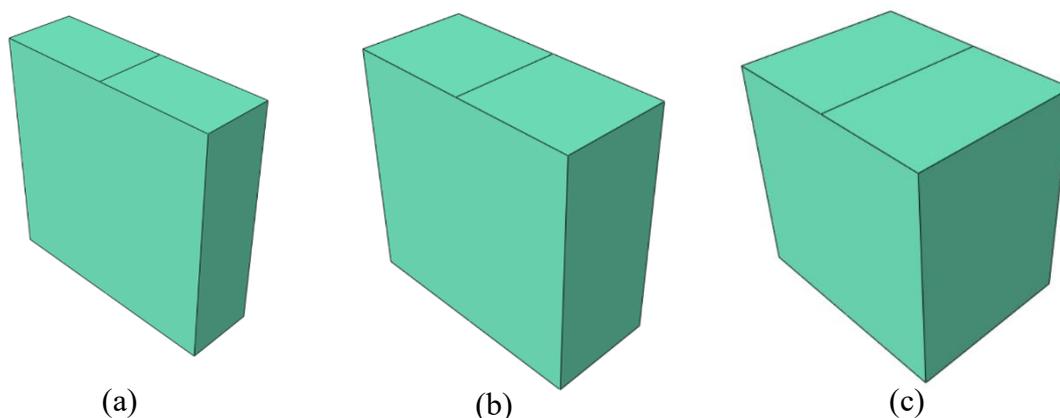


Figura 63 - Blocchi modellati: (a) spessore 80mm; (b) spessore 120mm; (c) spessore 200mm

Come illustrato precedentemente sono stati utilizzati blocchi di spessore 80mm, 120mm, 200mm che corrispondono a valori di snellezza del pannello pari a 22.87, 15.25 e 9.15.

I risultati ottenuti da queste simulazioni numeriche sono stati valutati separatamente per tamponamenti rettangolari e per pannelli quadrati.

5.1.1 Ricci (2018) - Pannello rettangolare $w/h=1.28$

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti da prove eseguite su pannelli rettangolari (Tab.23) (Fig.64-65).

Tabella 23 – Capacità ultima del pannello in relazione del grado di snellezza

h/t	$F_{\text{OOP,max}}$ [kN]
22.87	22.16
15.25	40.38
9.15	97.51

Nei grafici sono stati indicati in rosso i risultati e le curve forza-spostamento già presenti in letteratura, mentre è indicato in nero il risultato ottenuto dalle simulazioni numeriche.

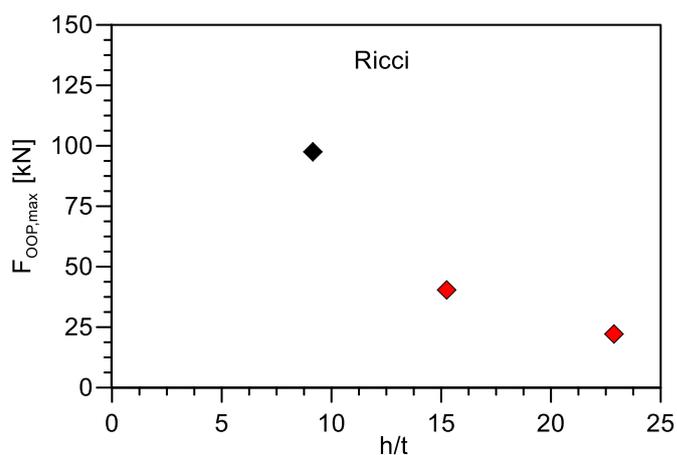


Figura 64 - Capacità ultima del pannello in relazione al grado di snellezza

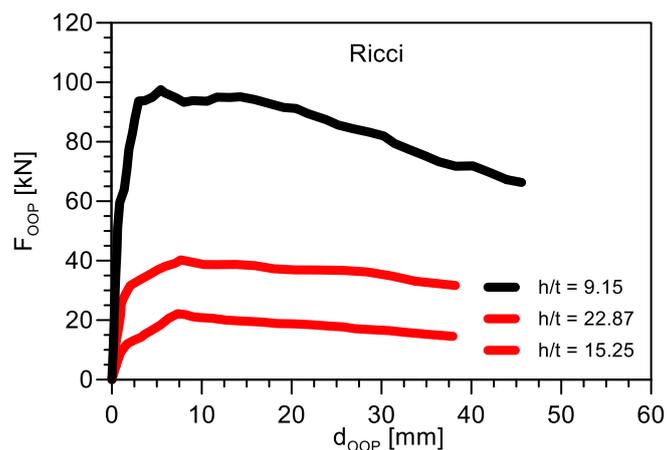


Figura 65 - Confronto curve forza-spostamento al variare del grado di snellezza

Dai risultati ottenuti è possibile osservare come all'aumentare del grado di snellezza il valore di resistenza fuori piano diminuisce; in particolare diminuendo del 60% il grado di snellezza i valori di carico di picco risultano del 340% maggiori.

Durante le analisi è stato anche possibile osservare che per il modello Ricci_200, caratterizzato da snellezza pari a 9.15, il meccanismo di rottura non è causato dallo schiacciamento a compressione dei blocchi ma è causato dallo scorrimento reciproco dei blocchi stessi, come previsto dalla teoria proposta da Angel.

Questo meccanismo di rottura può essere osservato analizzando la configurazione deformata in corrispondenza del peak load (Fig. 66), lo stato tensionale minimo (Fig.67) e la mappatura del danneggiamento a compressione (Fig.68).

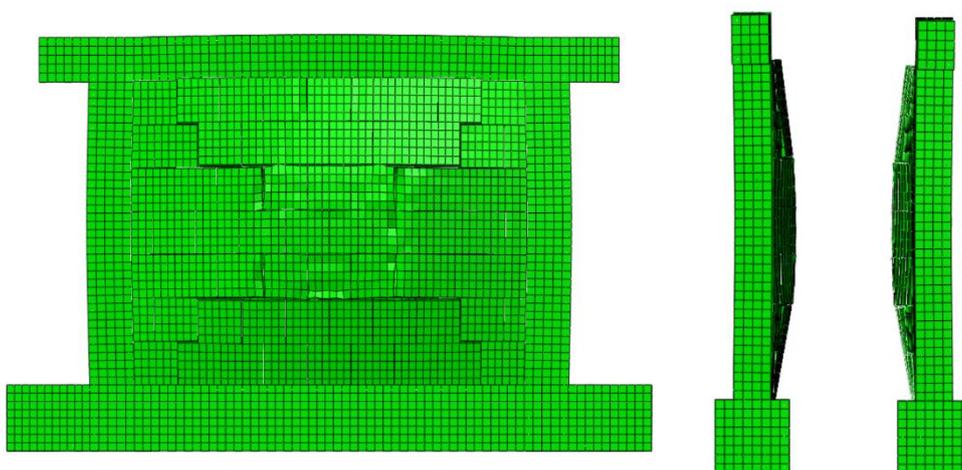


Figura 66 - Deformata modello Ricci-200

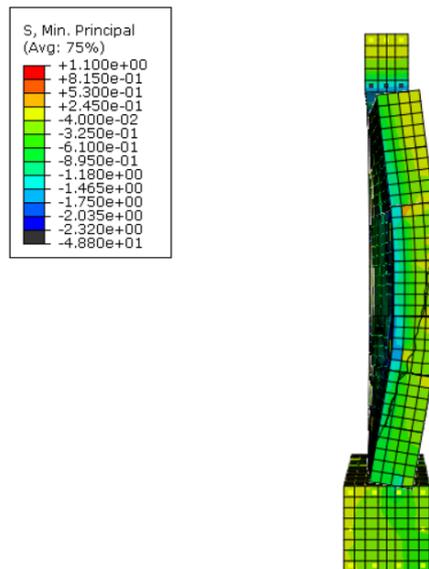


Figura 67 - Stato tensionale minimo in corrispondenza del peak load

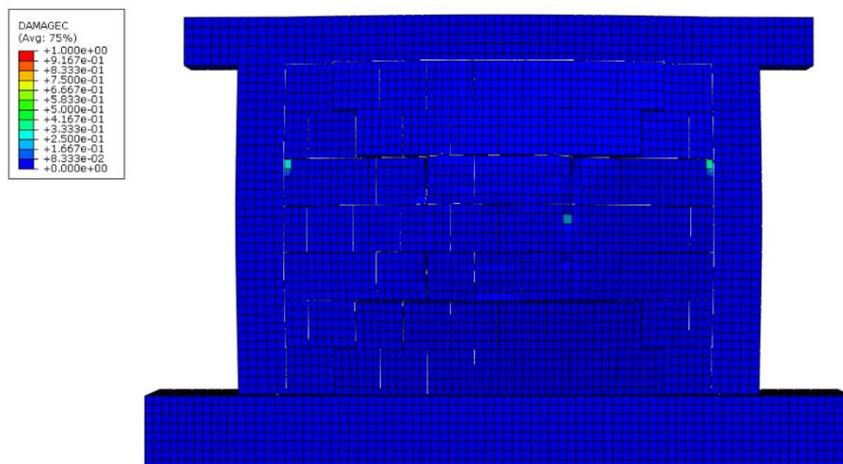


Figura 68 – Danneggiamento a compressione in corrispondenza del peak load

Dalla Figura 68 è possibile osservare come non siano presenti danneggiamenti sul pannello a causa della tensione di compressione agente sui blocchi.

5.1.2 De Risi (2019) – Pannello quadrato w/h=1

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti da prove eseguite su pannelli quadrati (Tab.24) (Fig.69-70).

Tabella 24 – Capacità ultima del pannello in relazione del grado di snellezza

h/t	F _{OOP,max} [kN]
22.87	29.14
15.25	58.99
9.15	134.72

Nei grafici è stato indicato in rosso il risultato fornito dalla prova sperimentale, mentre è indicato in nero ed in arancione il risultato ottenuto dalle simulazioni numeriche.

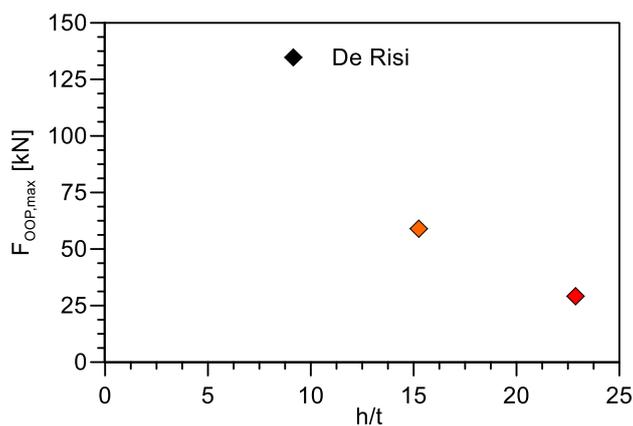


Figura 69 – Capacità ultima del pannello in relazione al grado di snellezza

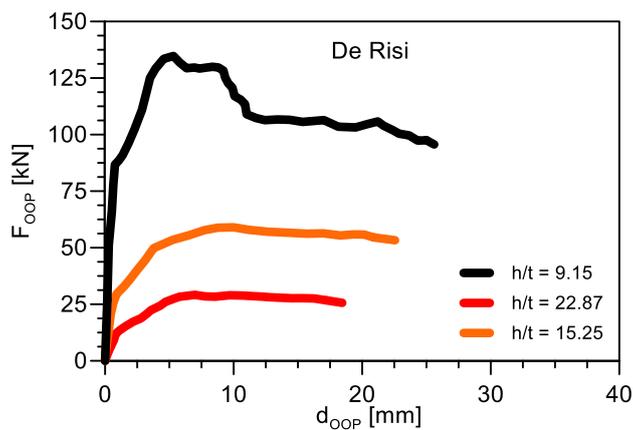


Figura 70 – Confronto curve forza-spostamento al variare del grado di snellezza

Per quanto riguarda il telaio quadrato il valore di resistenza ultima alle azioni fuori piano decresce all'aumentare della snellezza più rapidamente rispetto al caso precedentemente analizzato.

Anche in questo caso durante l'analisi è stato possibile osservare come nel modello caratterizzato da snellezza pari a 9.15, il meccanismo di rottura è quello legato allo scorrimento del pannello rispetto al telaio in calcestruzzo armato (Fig.71).

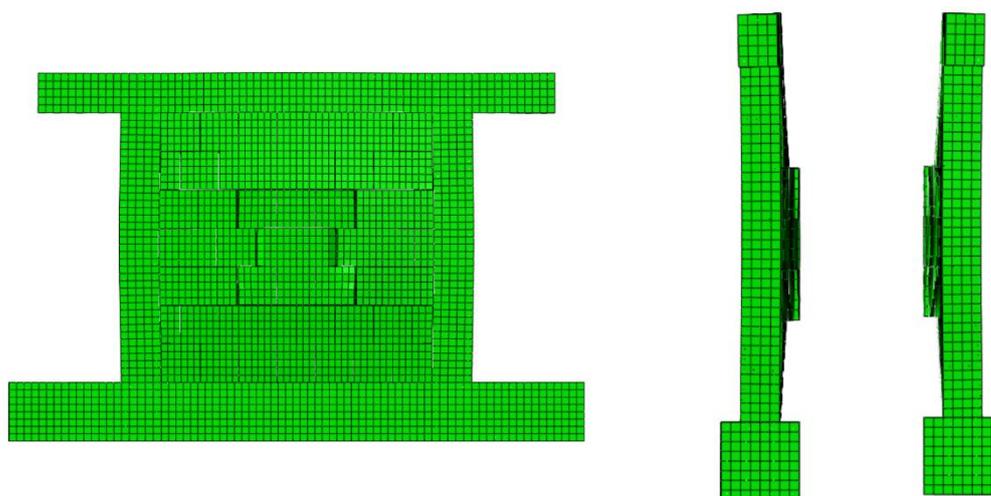


Figura 71 – Deformata modello De Risi 200

Dalle analisi numeriche svolte si è giunti alla conclusione che il grado di snellezza influisce in modo importante sulla resistenza fuori piano del pannello. Una ulteriore considerazione può essere fatta sul meccanismo di rottura e su come questo sia influenzato dal valore di h/t :

- per valori maggiori di 10 la crisi avviene per schiacciamento dei blocchi costituenti la muratura,
- per valori minori di 10 la crisi è dovuta allo scorrimento del pannello rispetto al telaio.

5.2 Effetto della resistenza a compressione dei blocchi f_b

In questo paragrafo si è investigata la dipendenza della resistenza a compressione del blocco con la capacità resistente della muratura.

Le analisi sono state condotte mantenendo invariate le geometrie dei campioni precedentemente calibrati e variando il valore di resistenza a compressione dell'elemento in laterizio; si è partiti dal valore utilizzato in fase di calibrazione e si è osservato come varia la risposta strutturale dimezzando e raddoppiando questo parametro.

Per riprodurre in maniera corretta il comportamento del “nuovo” blocco, tutti i parametri dipendenti da f_b sono stati opportunamente scalati.

I risultati ottenuti da queste simulazioni numeriche sono stati valutati separatamente per ogni modello di riferimento.

5.2.1 Ricci et al. (2018) 80_OOP_4E

Risultano dipendenti dalla resistenza a compressione del blocco anche i parametri utilizzati per caratterizzare il comportamento coesivo delle interfacce (Tab.25).

Tabella 25 -Parametri in Abaqus per definire il comportamento coesivo delle interfacce

Case study	Cohesive behavior						
	Traction-separation behavior [N/mm ²]			Damage			Evolution
				Initiation [Mpa]			
Knn	Kss	Ktt	Normal	Shear I	Shear II	G _F [N/mm]	
Ricci80 f_b	200	88	88	0.83	0.23	0.23	0.02075
Ricci80 $2f_b$	400	176	176	0.83	0.23	0.23	0.02075
Ricci80 $0.5f_b$	100	44	44	0.829	0.23	0.23	0.02075

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti dalle prove eseguite al variare di f_b (Tab.26) (Fig.72-73).

Tabella 26 - Capacità ultima del pannello in relazione alla resistenza a compressione del blocco

f_b [Mpa]	F _{OOP,max} [kN]
1.58	14.86
3.16	22.16
6.32	27.36

Nei grafici seguenti è stato indicato in rosso il risultato fornito dalla prova sperimentale.

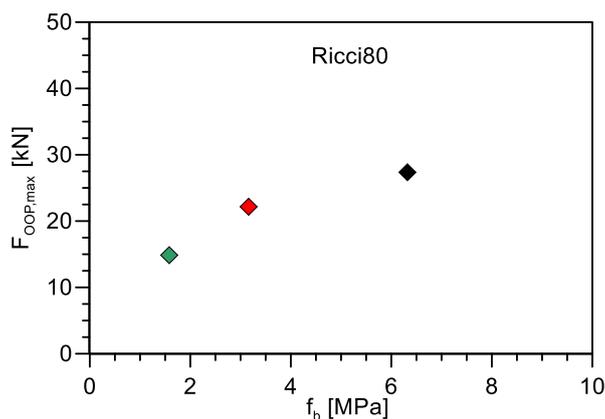


Figura 72 - Capacità ultima del pannello in relazione alla resistenza a compressione del blocco

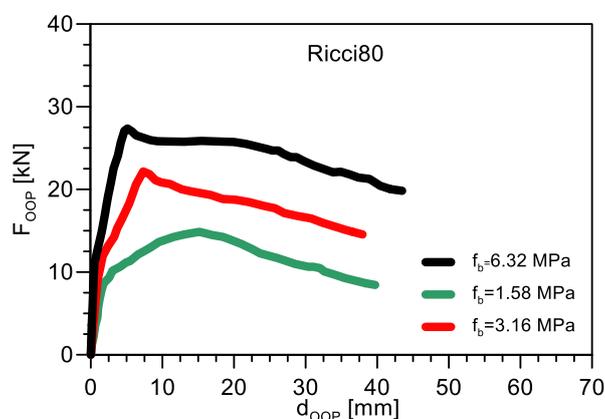


Figura 73 - Confronto curve forza-spostamento al variare della resistenza a compressione del blocco

5.2.2 Ricci et al. (2018) 120_OOP_4E

I parametri utilizzati per caratterizzare il comportamento coesivo delle interfacce sono riportati in Tabella 27:

Tabella 27 - Parametri in Abaqus per definire il comportamento coesivo delle interfacce

Case study	Cohesive behavior						
	Traction-separation behavior [N/mm ²]			Damage			
				Initiation [Mpa]			Evolution
	Knn	Kss	Ktt	Normal	Shear I	Shear II	G _F [N/mm]
Ricci120 f_b	200	88	88	0.83	0.23	0.23	0.02075
Ricci120 $2f_b$	400	176	176	0.83	0.23	0.23	0.02075
Ricci120 $0.5f_b$	100	44	44	0.829	0.23	0.23	0.02075

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti dalle prove eseguite al variare di f_b (Tab.28) (Fig.74-75).

Tabella 28 - Capacità ultima del pannello in relazione alla resistenza a compressione del blocco

f_b [Mpa]	$F_{OOP,max}$ [kN]
1.58	32.37
3.16	40.38
6.32	47.32

Nei grafici seguenti è stato indicato in rosso il risultato fornito dalla prova sperimentale.

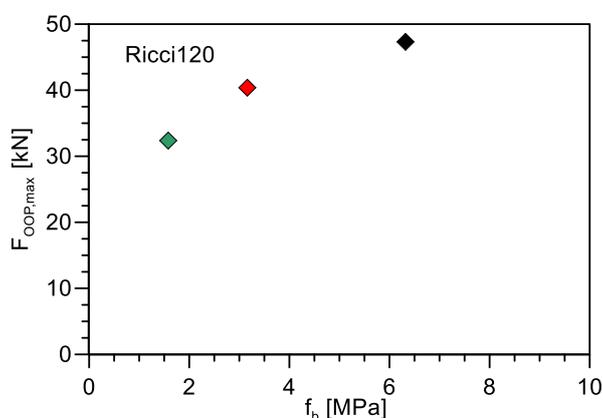


Figura 74 - Capacità ultima del pannello in relazione alla resistenza a compressione del blocco

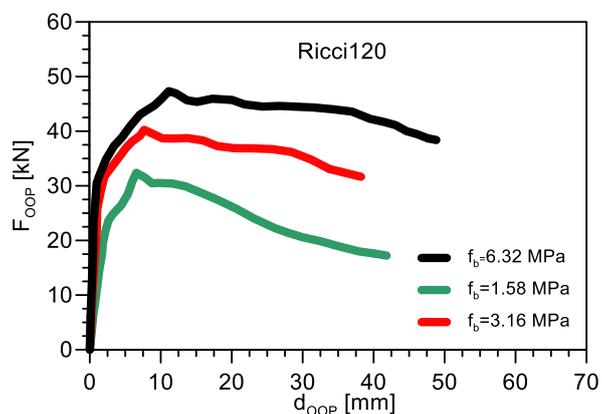


Figura 75 - Confronto curve forza-spostamento al variare della resistenza a compressione del blocco

5.2.3 De Risi et al. (2019) OOP

I parametri utilizzati per caratterizzare il comportamento coesivo delle interfacce sono riportati in Tabella 29:

Tabella 29 - Parametri in Abaqus per definire il comportamento coesivo delle interfacce

Case Study	Cohesive behavior						
	Traction-separation behavior [N/mm ²]			Damage			
				Initiation [Mpa]			Evolution
	Knn	Kss	Ktt	Normal	Shear I	Shear II	
De Risi80 f_b	300	132	132	0.94	0.29	0.29	0.0235
De Risi80 $2f_b$	600	264	264	0.94	0.29	0.29	0.0235
De Risi80 $0.5f_b$	150	66	66	0.94	0.29	0.29	0.0235

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti dalle prove eseguite al variare di f_b (Tab.30) (Fig.76-77).

Tabella 30 - Capacità ultima del pannello in relazione alla resistenza a compressione del blocco

f_b [Mpa]	$F_{OOP,max}$ [kN]
2.37	21.38
4.74	29.14
9.48	38.61

Nei grafici seguenti è stato indicato in rosso il risultato fornito dalla prova sperimentale.

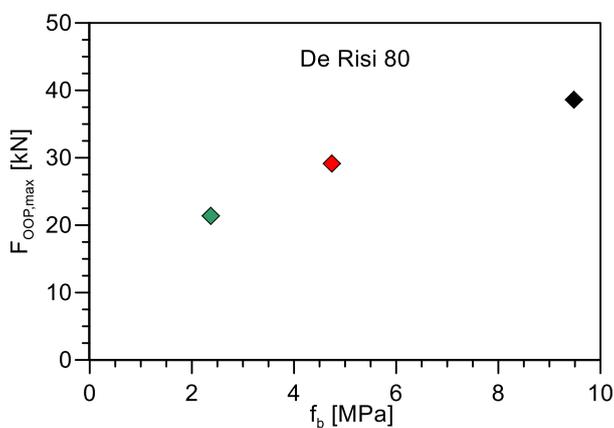


Figura 76 - Capacità ultima del pannello in relazione alla resistenza a compressione del blocco

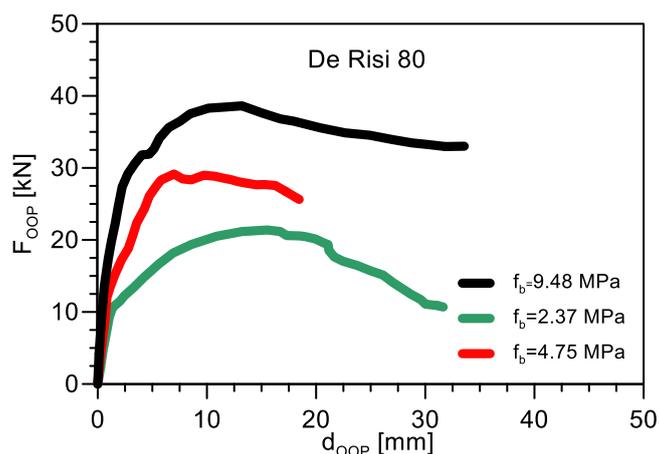


Figura 77 - Confronto curve forza-spostamento al variare della resistenza a compressione del blocco

Dai risultati ottenuti è possibile osservare come la resistenza fuori piano della muratura cresca all'aumentare della resistenza a compressione del blocco. Questo andamento crescente, a differenza di quello che caratterizza il parametro h/t , sembra presentare un asintoto orizzontale; ovvero si ha un valore di f_b superato il quale la capacità ultima del pannello non subisce nessun incremento.

È anche possibile osservare come il parametro analizzato nel seguente paragrafo (f_b) abbia un impatto sulla resistenza del pannello meno importante rispetto a quello che si ottiene variando il grado di snellezza (h/t); infatti raddoppiando la resistenza a compressione si ha un incremento medio della resistenza fuori piano pari al 17.5% nel caso del pannello rettangolare e pari al 24.5% nel caso del pannello quadrato.

5.3 Effetto del carico distribuito applicato sul traverso superiore q

In questo paragrafo verrà presa in considerazione una particolare condizione di carico mai adottata durante le prove sperimentali eseguite in laboratorio finora e che consiste nell'applicare un carico distribuito sul traverso superiore del telaio.

Il carico verticale (Fig.75) è stato introdotto nel software Abaqus all'interno dello step 1 in cui è già presente l'applicazione del carico gravitazionale. Terminato lo step 1, nel quale agiscono i carichi verticali, si prosegue l'analisi imponendo uno spostamento fuori piano al pannello in muratura.

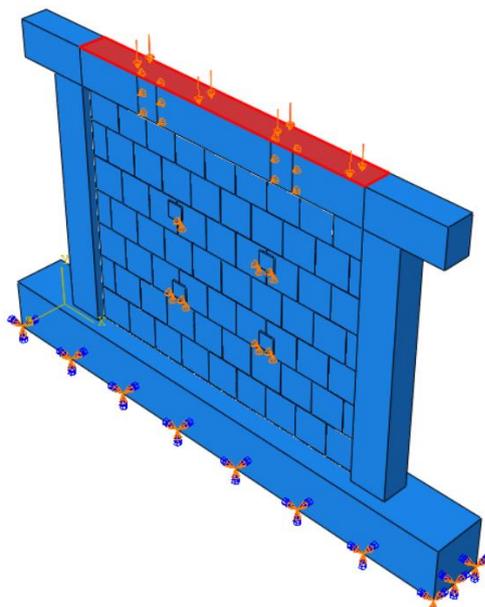


Figura 78 - Applicazione del carico uniformemente distribuito sul traverso

La forza verticale è stata applicata sul traverso sotto forma di carico uniformemente distribuito al metro lineare [kN/m].

Il modello numerico di riferimento utilizzato per eseguire queste analisi parametriche è Ricci_80. Le simulazioni numeriche non sono state condotte su altri modelli in quanto l'influenza del carico verticale sulla capacità ultima fuori piano risulta indipendente dalle proprietà meccaniche e geometriche del pannello in muratura.

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti dalle prove eseguite al variare di q (Tab.30) (Fig.76-77).

Tabella 31 - Capacità ultima del pannello in relazione al carico applicato sul traverso

q [kN/m]	$F_{OOP,max}$ [kN]
0	22.16
10	23.40
20	24.67
30	26.26

Nei grafici seguenti è stato indicato in rosso il risultato fornito dalla prova sperimentale.

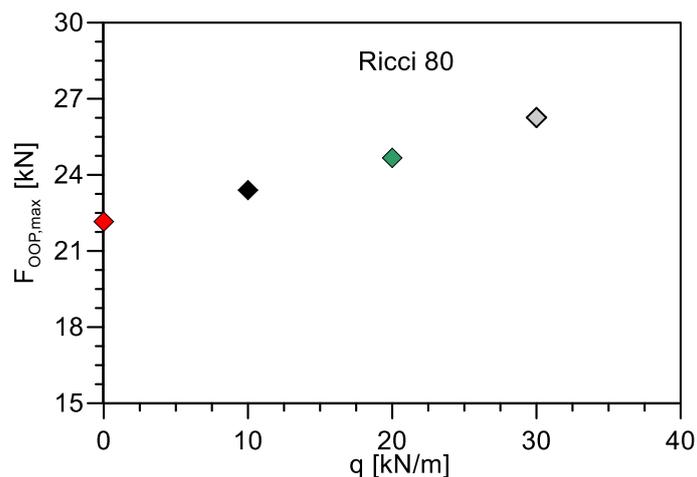


Figura 79 - Capacità ultima del pannello in relazione al carico applicato sul traverso

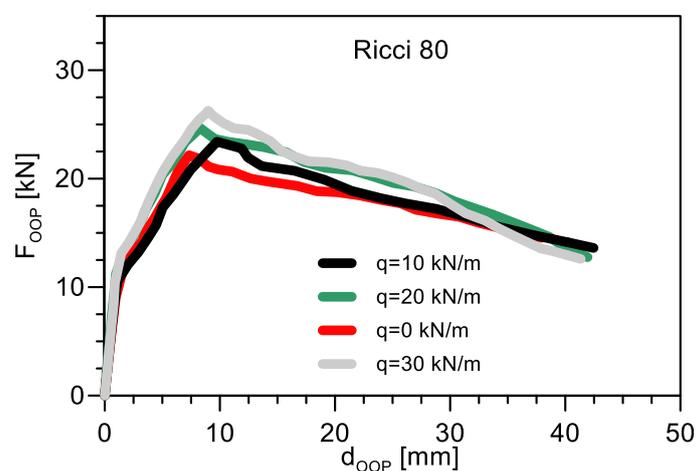


Figura 80 - Confronto curve forza-spostamento al variare del carico applicato al traverso

É possibile osservare come la presenza di un carico verticale genera un effetto di “precompressione” sul pannello fornendo un contributo favorevole alla capacità resistente della muratura.

L’incremento, seppur poco importante, segue una legge di tipo lineare che può essere descritta dalla seguente relazione:

$$F_{OOP,max} = F_{OOP,max}^0 + 0.058Q$$

Dove con $F_{OOP,max}^0$ si considera la resistenza fuori piano del pannello senza l’applicazione del carico verticale [kN] e con Q si considera il carico distribuito sul traverso q [kN/m] moltiplicato per la lunghezza del pannello w.

5.4 Effetto della modalità di applicazione del carico sul pannello

Confrontando le modalità di rottura e le curve forza-spostamento (Fig.81 a-b) delle prove condotte con applicazione del carico puntuale e delle prove condotte con airbag, è possibile apprezzare come i meccanismi di rottura risultino differenti.

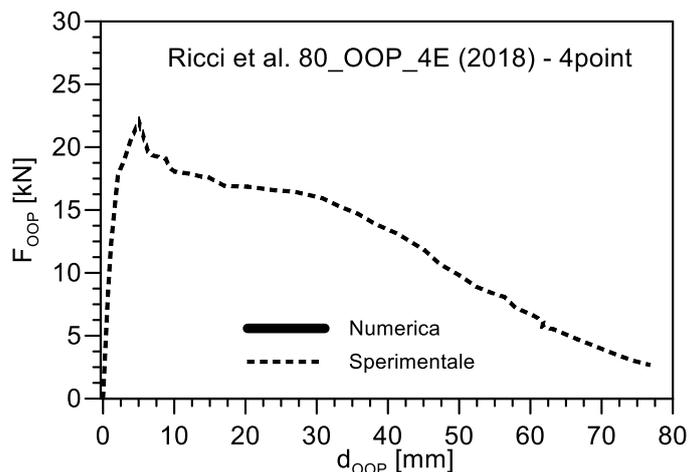


Figura 81 .a – Curva forza-spostamento Ricci et al. 80_OOP_4E (2018) – 4point

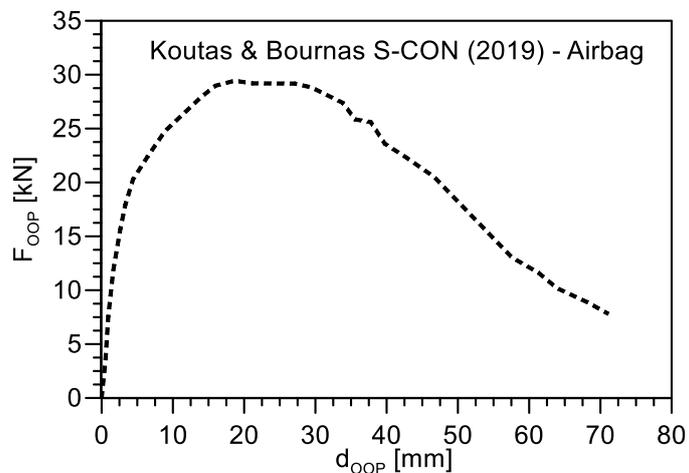


Figura 81 .b - Curva forza-spostamento Koutas & Bournas S-CON (2019) - airbag

In particolare, si può apprezzare come nel caso di carico applicato su quattro punti si ha una immediata caduta della resistenza del campione causando una rottura di tipo fragile. Viceversa, nel caso di carico applicato attraverso airbag, una volta raggiunto la *peak load* si ha un tratto plastico sub-orizzontale seguito da un ramo di softening.

Dalle simulazioni numeriche è stato inoltre possibile apprezzare come nel caso di carico puntuale si manifestino delle fessurazioni in corrispondenza dei punti in cui il carico è

applicato, provocando delle rotture locali che causano una riduzione della resistenza ultima del pannello.

Per validare tali osservazioni si è deciso di condurre una simulazione numerica in modo da avere un confronto diretto tra la variabilità di resistenza ultima nel caso di pannello soggetto ad azioni puntuali e nel caso di pannello soggetto ad azioni distribuite.

Partendo dal modello Ricci et al. 80_OOP_4E già descritto nei capitoli precedenti, si è deciso di eliminare le piastre di carico e di applicare una forza uniformemente distribuita sulla superficie della muratura (Fig.82).

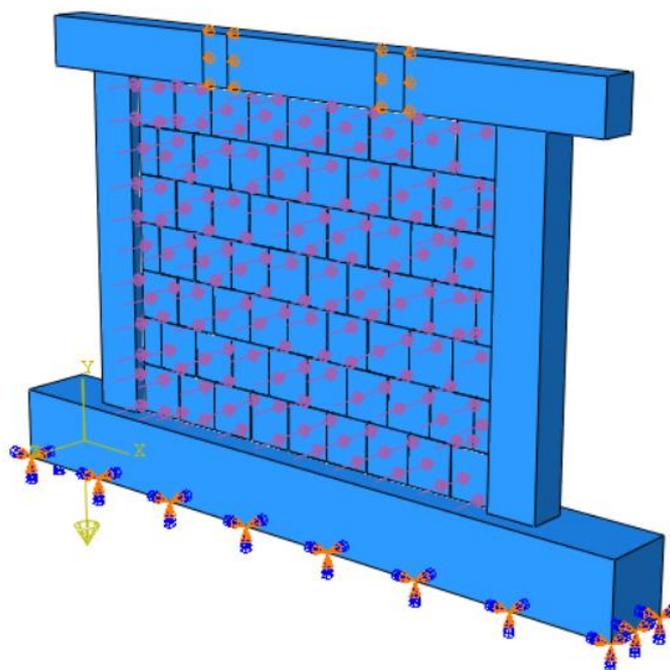


Figura 82 - Carico uniformemente distribuito sul pannello - modello Ricci_80

Di seguito è riportato il confronto tra le curve carico-spostamento relative al modello Ricci et al. 80_OOP_4E con carico puntuale e al modello Ricci et al. 80_OOP_4E con carico uniformemente distribuito (Fig.83).

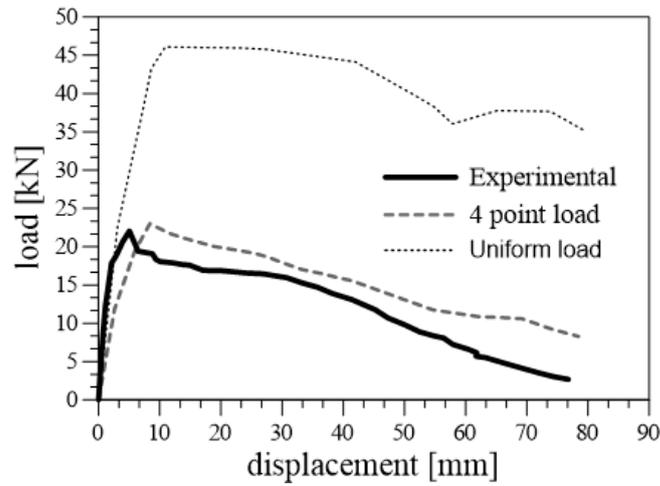


Figura 83 - Confronto tra carico puntuale e carico uniformemente distribuito

Dalla figura è possibile apprezzare come il valore del carico ultimo raggiunto dal campione soggetto a carico uniforme sia il doppio rispetto a quello raggiunto durante la campagna sperimentale.

Per questo motivo si è deciso di inserire nella nuova relazione proposta in questo elaborato un coefficiente α che prenda in considerazione la modalità di applicazione del carico sul campione.

6. RICERCA DI UNA NUOVA RELAZIONE PREDITTIVA

Partendo dai risultati ottenuti nel capitolo precedente si realizzerà un database ibrido in cui saranno riportati i risultati delle prove sperimentali e delle simulazioni numeriche con l'obiettivo di introdurre una nuova relazione che sia in grado di prevedere la resistenza ultima di un pannello intelaiato soggetto ad azioni fuori piano.

Infine verrà confrontata la capacità predittiva della nuova relazione proposta con le formule già analizzate nei capitoli precedenti per quanto riguarda l'azione combinata IP+OOP.

6.1 Nuova relazione proposta

Per la ricerca di una nuova formula predittiva si è creato un database ibrido facendo ricorso ai risultati ottenuti da nove prove sperimentali e ai risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche analizzate precedentemente.

Non si sono potute utilizzare tutte le prove sperimentali presenti nel Capitolo 2, in quanto in alcune di queste non è presente il valore della resistenza a compressione del blocco costituente il pannello.

Le proprietà geometriche delle prove utilizzate sono riportate nella seguente tabella (Tab.32).

Tabella 32 – Casi studio di riferimento e proprietà del pannello

Experimental study	Specimen	h mm	w mm	t mm	\tilde{f}_b N/mm ²	Q kN	Load
Calvi & Bolognini (2001)*	10	2750	4200	135	6.57	0	4-point
Akhoundi et al. (2016) *	SIF-B	1635	2415	80	4.29	0	Airbag
Ricci et al.* (2018c)	80_OOP_4E	1830	2350	80	3.16	0	4-point
	120_OOP_4E	1830	2350	120	3.16	0	4-point
De Risi et al.* (2019)	OOP	1830	1830	80	4.74	0	4-point
Koutas & Bournas* (2019)	S_CON	1250	1700	65	21	0	4-point

Nasiri & Liu* (2019)	IFNG	980	1350	90	25	0	Airbag
Angel et al.* (1994)	1	1625.6	2438.4	47.6	23.9	0	Airbag
Sepasdar* (2017)	IF-ND	980	1350	90	12.8	0	Airbag
Simulazioni numeriche	Ricci80_airbag	1830	2350	80	3.16	0	Airbag
	DeRisi120	1830	1830	120	4.74	0	4-point
	Ricci200	1830	2350	200	3.16	0	4-point
	DeRisi200	1830	1830	200	4.74	0	4-point
	Ricci80_0.5fb	1830	2350	80	1.58	0	4-point
	Ricci80_2fb	1830	2350	80	6.32	0	4-point
	DeRisi80_0.5fb	1830	1830	80	2.37	0	4-point
	DeRisi80_2fb	1830	1830	80	9.48	0	4-point
	Ricci120_0.5fb	1830	2350	120	1.58	0	4-point
	Ricci120_2fb	1830	2350	120	6.32	0	4-point
	Ricci80_q10	1830	2350	80	3.16	23.5	4-point
	Ricci80_q20	1830	2350	80	3.16	47	4-point
	Ricci80_q30	1830	2350	80	3.16	70.5	4-point

* Prove sperimentali disponibili in letteratura

Sulla base dei risultati ottenuti dalle analisi predittive e delle considerazioni fatte nel capitolo precedente, è stata proposta una nuova relazione che permette di prevedere la resistenza di un pannello intelaiato soggetto ad azioni fuori-piano.

Ad oggi, le relazioni presenti in letteratura considerano la resistenza a compressione del pannello. Questa nuova formula invece definisce come parametro di interesse la resistenza a compressione del blocco ed inoltre è in grado di valutare anche l'effetto legato all'applicazione del carico sul traverso.

La relazione è espressa nella seguente forma:

$$F_u = \alpha \cdot \left[\left(\frac{A}{100} \right)^\beta \left(\frac{w}{h} \right)^{-0.41} \tilde{f}_b^{0.43} \left(\frac{h}{t} \right)^{-1.67} + 0.058Q \right]$$

dove:

$$A = w \cdot h [mm^2]$$

w, h, t sono rispettivamente lunghezza, altezza e spessore del pannello [mm]

$\tilde{f}_b = \sqrt{f_{bv} \cdot f_{bh}}$ è la resistenza a compressione del blocco [N/mm²]

$Q = q \cdot w$, q indica il carico uniformemente distribuito sul traverso [kN/m]

$$\beta = -0.37 \left(\frac{w}{h}\right)^2 + 0.79 \frac{w}{h} + 0.35$$

α è un parametro che prende in considerazione la modalità di applicazione del carico, in particolare:

$$\begin{cases} \alpha = 1 & 4 - \textit{point loading} \\ \alpha = 1.5572 \left(\frac{w}{h}\right)^{1.1379} & \textit{airbag} \end{cases}$$

Tale relazione è valida per murature in aderenza lungo i quattro lati con il telaio e che non presentano aperture.

Attraverso il nuovo modello proposto è possibile ottenere un valore di resistenza predetto prossimo al valore di resistenza ottenuto nella maggior parte dei casi di riferimento presi in esame (Tab.33) (Fig.84).

Tabella 33 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione proposta

Experimental study	Specimen	exp. kN	pred. kN	exp/pred
Calvi & Bolognini (2001)*	10	33.7	34.21	0.9851
Akhoundi et al. (2016) *	SIF-B	39.70	40.02	0.9920
Ricci et al.* (2018c)	80_OOP_4E	22.16	22.06	1.0044
	120_OOP_4E	41.9	43.41	0.9653
De Risi et al.* (2019)	OOP	29.14	29.14	1.0000
Koutas & Boumas* (2019)	S_CON	29.00	33.3251	0.8702
Nasiri & Liu* (2019)	IFNG	140	141.12	0.9921
Angel et al.* (1994)	1	33.9	33.48	1.0126
Sepasdar* (2017)	IF-ND	87.71	105.67	0.8301
Simulazioni numeriche	Ricci80_airbag	45.9	45.67	1.0051
	DeRisi120	58.99	57.33	1.0290
	Ricci200	97.51	101.82	0.9577
	DeRisi200	134.72	134.48	1.0018
	Ricci80_0.5fb	14.86	16.35	0.9088
	Ricci80_2fb	27.36	29.77	0.9190
	DeRisi80_0.5fb	21.38	21.60	0.9900

DeRisi80_2fb	38.61	39.32	0.9820
Ricci120_0.5fb	32.37	32.17	1.0062
Ricci120_2fb	47.32	58.57	0.8079
Ricci80_q10	23.4	23.42	0.9992
Ricci80_q20	24.67	24.78	0.9957
Ricci80_q30	26.26	26.13	1.0049

Nella figura (Fig.84) è rappresentata la comparazione dei risultati ottenuti per i vari modelli analizzati.

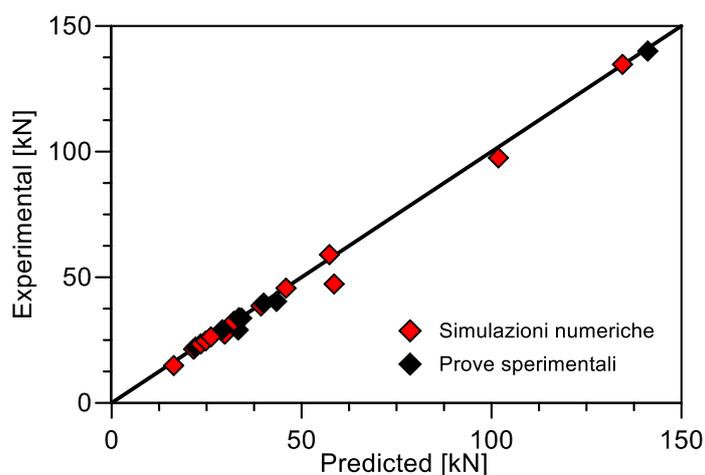


Figura 84 - Comparazione tra i valori sperimentali e i valori predetti attraverso la relazione proposta

Dal grafico (Fig.84) è possibile osservare come i vari punti che rappresentano il rapporto tra valori sperimentali e valori predetti si dispongano lungo la diagonale; in particolare il coefficiente di correlazione è 0.99 mentre il valore medio del rapporto exp/pred risulta pari a 0.97 con deviazione standard 0.06.

In conclusione, effettuando un confronto tra i parametri statistici (Fig.85), si può affermare come la nuova formulazione proposta è in grado di prevedere in modo più accurato il comportamento fuori piano di una muratura intelaiata rispetto a quelle fino ad oggi disponibili.

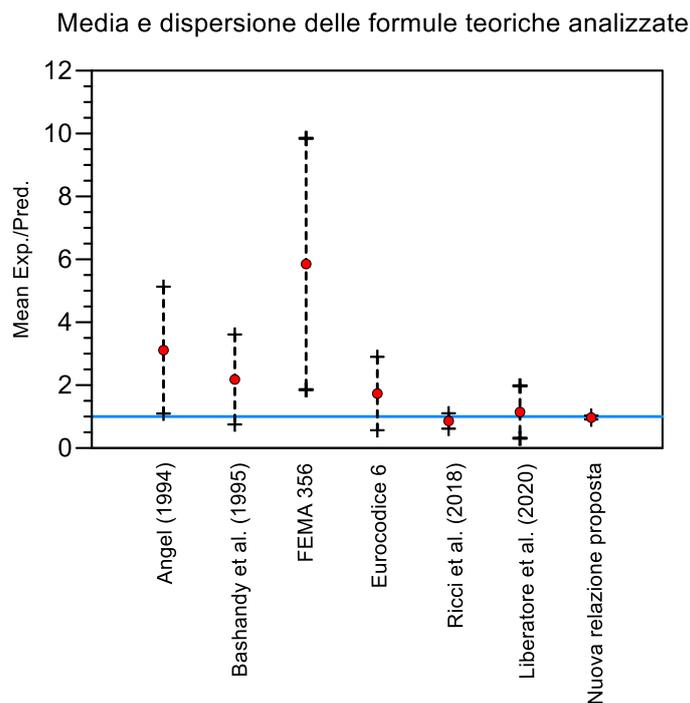


Figura 85 - Confronto statistico tra le varie relazioni presenti in letteratura e la nuova relazione proposta

6.2 Analisi predittive su azioni IP+OOP

Per validare la nuova formulazione proposta si è inoltre deciso di condurre una analisi predittiva anche per quanto riguarda l'azione combinata in piano e fuori piano.

Per effettuare questa analisi è necessario moltiplicare la resistenza fuori piano del pannello integro ($F_{OOP,max}$) per un coefficiente riduttivo R . Questo ultimo parametro è stato definito utilizzando delle relazioni disponibili in letteratura che sono in grado di prevedere il degrado della resistenza della muratura a seguito di azioni agenti nel piano. L'obiettivo dello studio descritto in questo paragrafo è quello di valutare quale sia la coppia di relazioni tra quelle proposte che meglio prevedono il comportamento del pannello soggetto ad azioni combinate IP+OOP.

Le relazioni utilizzate per definire la resistenza fuori piano del pannello sono le seguenti:

- Eurocodice 6
- Liberatore et al.
- Ricci et al

- Relazione proposta

In letteratura sono presenti diverse formule che permettono di definire il fattore riduttivo R . In particolare nel 2018 Ricci et al. [3], sulla base degli esperimenti condotti su pannelli in muratura di spessore 80 mm e 120 mm, hanno proposto un fattore riduttivo espresso nella seguente forma (Ricci 2018(c)_1):

$$R = \min\left(16.7 \cdot IDR^{-0.69} \frac{h^{-1.36}}{t}; 1\right)$$

dove IDR rappresenta il drift di piano espresso in percentuale, mentre h e t sono espressi in mm.

Sempre nello stesso studio, attraverso analisi statistiche basate sui risultati ottenuti da diverse campagne sperimentali, è stata proposta una formula alternativa (Ricci 2018(c)_2):

$$R = \min\left(0.98 - 0.04 \min\left(20.4; \frac{h}{t}\right) IDR^{0.97}; 1\right)$$

Successivamente Cavalieri et al. (2019) [42] hanno proposto una equazione per valutare la riduzione di resistenza del pannello sulla base di risultati sperimentali e numerici:

$$R = \min(1; 0.26IDR^{-0.37})$$

Di Domenico et al. (2021), sulla base di analisi statistiche hanno proposto una correzione sulla relazione precedentemente proposta da Ricci:

$$R = \min\left(1; \left(1.438 - 0.245 \left(\frac{w}{h}\right) - 0.042 \cdot \min\left(\frac{h}{t}; 20.4\right)\right) \cdot IDR^{-0.719}\right)$$

Le prove sperimentali utilizzate per effettuare tale confronto sono riportate nella Tab.33.

Tabella 34 - Casi studio di riferimento e proprietà del pannello

Experimental study	Specimen	h	w	t	\tilde{f}_b	f_{mv} [N/mm ²]	F	IDR	Load
Sepasdar	IF-D1	980	1350	90	12.8	9.4	0	0.66	Airbag
Ricci 80	IP+OOP_L	1830	2350	80	3.16	1.81	0	0.16	4-point
	IP+OOP_M	1830	2350	80	3.16	1.81	0	0.37	4-point
	IP+OOP_H	1830	2350	80	3.16	1.81	0	0.58	4-point

Ricci 120	IP+OOP_L	1830	2350	120	3.16	1.65	0	0.21	4-point
	IP+OOP_M	1830	2350	120	3.16	1.65	0	0.5	4-point
	IP+OOP_H	1830	2350	120	3.16	1.65	0	0.89	4-point
Wang	IF-RC-ID	980	1350	90	12.5	7.9	0	1.37	Airbag
De Risi	IP _L -OOP	1830	1830	80	4.74	2.37	0	0.15	4-point
	IP _M -OOP	1830	1830	80	4.74	2.37	0	0.28	4-point
	IP _H -OOP	1830	1830	80	4.74	2.37	0	0.51	4-point
Angel et al.	2b	1625.6	2438.4	47.6	23.9	10.85	0	0.34	Airbag
	3b	1625.6	2438.4	47.6	23.9	10.13	0	0.22	Airbag
Calvi & Bolognini	2	2750	4200	135	6.57	1.1	0	0.4	4-point
	6	2750	4200	135	6.57	1.1	0	1.2	4-point
Morandi et al.	TA1_OP	2950	4220	350	4.90	1.08	0	1.5	4-point
	TA2_OP	2950	4220	350	4.90	1.08	0	2.5	4-point
	TA3_OP	2950	4220	350	4.90	1.08	0	1	4-point

I risultati ottenuti dal confronto tra i valori di capacità ultima forniti dai casi studio presenti nella tabella precedente (Tab.33) ed i valori di capacità ultima predetti attraverso le relazioni fornite in letteratura sono stati riportati sotto forma di tabelle (Tab.35-36-37-38) e di figure (Fig.86-87-88-89-90-91-92).

Questo ha permesso di confrontare in maniera immediata la corretta capacità predittiva di tali relazioni e di analizzare dettagliatamente la presenza di eventuali criticità.

Eurocodice 6

Tabella 35 - Confronto tra i risultati ottenuti utilizzando la relazione proposta da Eurocodice 6

Experimental study	Specimen	Cavalieri		Ricci 2018(c) 1		Ricci 2018(c) 2		Di Domenico et al.	
		R	exp/pred	R	exp/pred	R	exp/pred	R	exp/pred
Sepasdar	IF-D1	0.30	1.85	0.86	0.65	0.69	0.81	0.87	0.65
Ricci 80	IP+OOP_L	0.51	3.07	0.84	1.88	0.84	1.87	1.00	1.58
	IP+OOP_M	0.38	1.88	0.47	1.50	0.67	1.06	0.54	1.30
	IP+OOP_H	0.32	1.25	0.34	1.15	0.50	0.79	0.39	1.01
Ricci 120	IP+OOP_L	0.46	2.94	1.00	1.36	0.85	1.61	1.00	1.36
	IP+OOP_M	0.34	2.72	0.66	1.38	0.67	1.37	0.79	1.15
	IP+OOP_H	0.27	2.79	0.45	1.70	0.44	1.74	0.53	1.44
Wang	IF-RC-ID	0.23	2.44	0.52	1.08	0.39	1.45	0.51	1.10
De Risi	IP _L -OOP	0.52	3.95	0.88	2.37	0.85	2.44	1.00	2.07
	IP _M -OOP	0.42	3.56	0.57	2.60	0.74	2.00	0.84	1.77

Angel et al.	IP _H -OOP	0.33	3.80	0.38	3.36	0.56	2.28	0.55	2.32
	2b	0.39	1.11	0.29	1.49	0.69	0.62	0.46	0.93
	3b	0.46	1.51	0.39	1.77	0.79	0.87	0.63	1.08
Calvi & Bolognini	2	0.36	0.81	0.52	0.56	0.64	0.46	0.40	0.73
	6	0.24	0.81	0.24	0.80	0.01	25.94	0.18	1.07
Morandi et al.	TA1_OP	0.22	3.97	0.70	1.28	0.48	1.85	0.55	1.62
	TA2_OP	0.19	2.91	0.49	1.10	0.16	3.37	0.38	1.42
	TA3_OP	0.26	3.33	0.92	0.94	0.64	1.35	0.73	1.18
		R	0.94	R	0.96	R	0.90	R	0.94
		Mean	2.48	Mean	1.50	Mean	2.88	Mean	1.32
		Dev. St.	1.07	Dev. St.	0.71	Dev. St.	5.80	Dev. St.	0.44

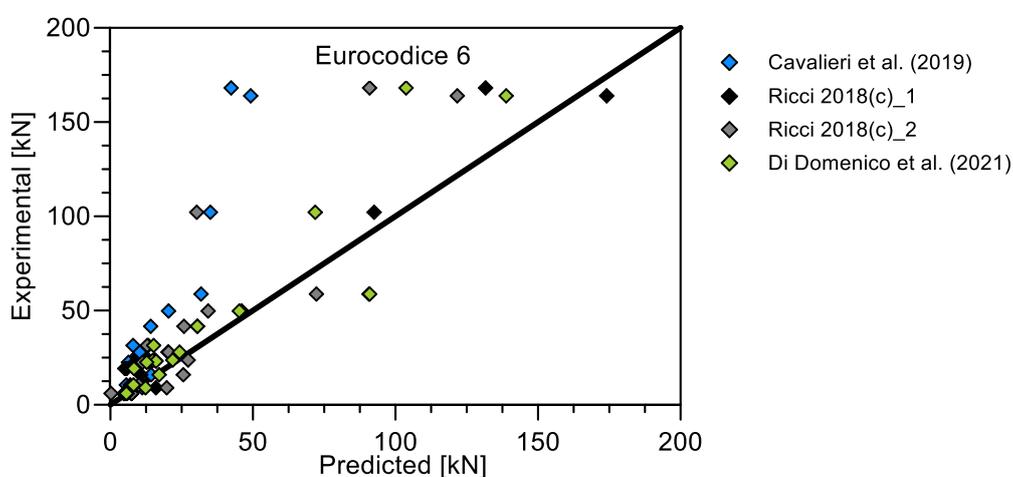


Figura 86 - Confronto tra i risultati ottenuti utilizzando la relazione proposta da Eurocodice 6

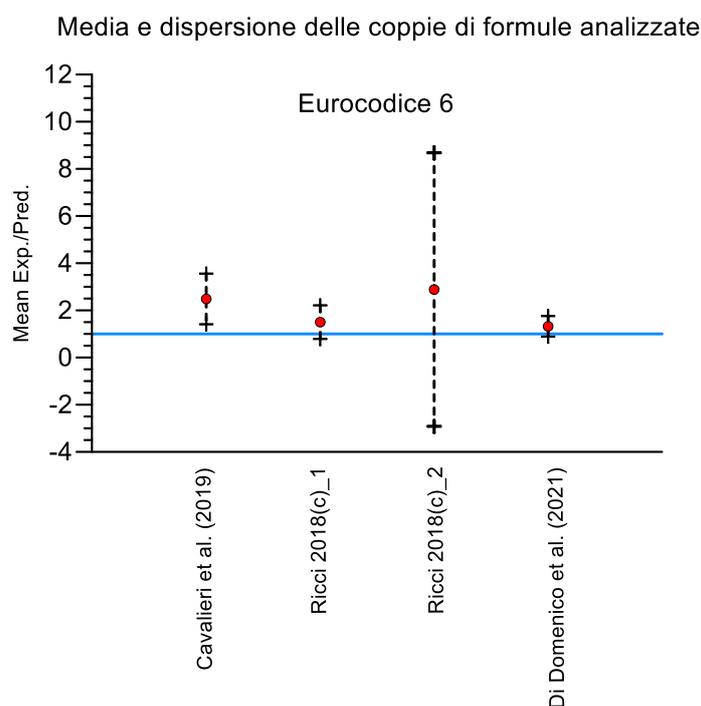


Figura 87 - Confronto statistico tra le varie relazioni utilizzate per la definizione del parametro R

Liberatore et al. (2020)

Tabella 36 - Confronto tra i risultati ottenuti utilizzando la relazione proposta da Liberatore et al.

Experimental study	Specimen	Cavalieri		Ricci 2018(c) 1		Ricci 2018(c) 2		Di Domenico et al.	
		R	exp/pred	R	exp/pred	R	exp/pred	R	exp/pred
Sepasdar	IF-D1	0.30	1.95	0.86	0.68	0.69	0.86	0.87	0.68
Ricci 80	IP+OOP_L	0.51	1.45	0.84	0.88	0.84	0.88	1.00	0.74
	IP+OOP_M	0.38	0.88	0.47	0.71	0.67	0.50	0.54	0.61
	IP+OOP_H	0.32	0.59	0.34	0.54	0.50	0.37	0.39	0.47
Ricci 120	IP+OOP_L	0.46	1.88	1.00	0.87	0.85	1.03	1.00	0.87
	IP+OOP_M	0.34	1.73	0.66	0.88	0.67	0.87	0.79	0.73
	IP+OOP_H	0.27	1.78	0.45	1.08	0.44	1.11	0.53	0.92
Wang	IF-RC-ID	0.23	2.53	0.52	1.12	0.39	1.50	0.51	1.14
De Risi	IP _L -OOP	0.52	1.49	0.88	0.89	0.85	0.92	1.00	0.78
	IP _M -OOP	0.42	1.34	0.57	0.98	0.74	0.75	0.84	0.66
	IP _H -OOP	0.33	1.43	0.38	1.27	0.56	0.86	0.55	0.87
Angel et al.	2b	0.39	0.54	0.29	0.72	0.69	0.30	0.46	0.45
	3b	0.46	0.73	0.39	0.85	0.79	0.42	0.63	0.52
Calvi & Bolognini	2	0.36	0.47	0.52	0.33	0.64	0.27	0.40	0.43
	6	0.24	0.47	0.24	0.47	0.01	15.10	0.18	0.62
Morandi et al.	TA1_OP	0.22	4.26	0.70	1.37	0.48	1.99	0.55	1.74
	TA2_OP	0.19	3.13	0.49	1.19	0.16	3.62	0.38	1.53
	TA3_OP	0.26	3.58	0.92	1.01	0.64	1.45	0.73	1.27
		R	0.83	R	0.96	R	0.79	R	0.92
		Mean	1.68	Mean	0.88	Mean	1.82	Mean	0.84
		Dev. St.	1.10	Dev. St.	0.28	Dev. St.	3.41	Dev. St.	0.37

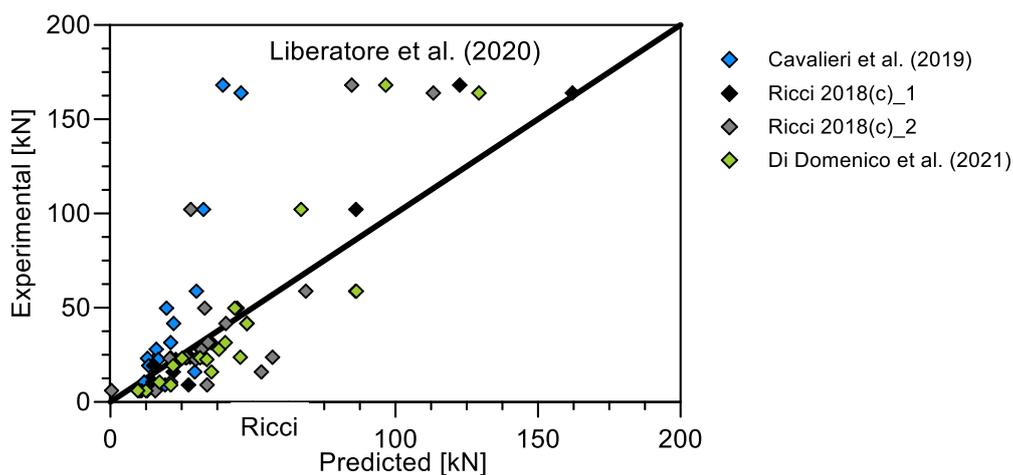


Figura 88 - Confronto tra i risultati ottenuti utilizzando la relazione proposta da Liberatore et al.

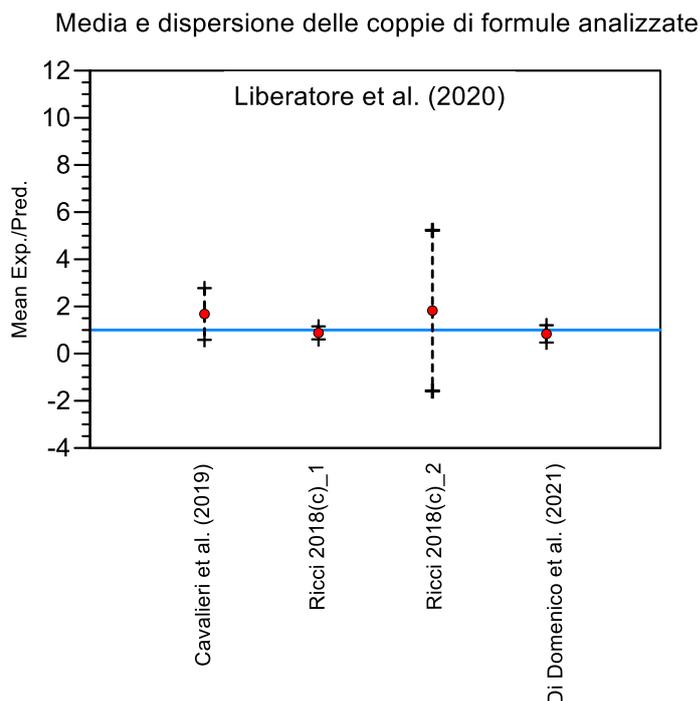


Figura 89 - Confronto statistico tra le varie relazioni utilizzate per la definizione del parametro R

Ricci et al. (2018)

Tabella 37 – Confronto tra i risultati ottenuti utilizzando la relazione proposta da Ricci et al.

Experimental study	Specimen	Cavalieri		Ricci 2018(c) 1		Ricci 2018(c) 2		Di Domenico et al.	
		R	exp/pred	R	exp/pred	R	exp/pred	R	exp/pred
Sepasdar	IF-D1	0.30	1.49	0.86	0.52	0.69	0.65	0.87	0.52
Ricci 80	IP+OOP_L	0.51	1.47	0.84	0.90	0.84	0.89	1.00	0.76
	IP+OOP_M	0.38	0.90	0.47	0.72	0.67	0.50	0.54	0.62
	IP+OOP_H	0.32	0.60	0.34	0.55	0.50	0.38	0.39	0.48
Ricci 120	IP+OOP_L	0.46	1.57	1.00	0.73	0.85	0.86	1.00	0.73
	IP+OOP_M	0.34	1.45	0.66	0.73	0.67	0.73	0.79	0.61
	IP+OOP_H	0.27	1.48	0.45	0.90	0.44	0.93	0.53	0.77
Wang	IF-RC-ID	0.23	1.75	0.52	0.78	0.39	1.04	0.51	0.79
De Risi	IP _L -OOP	0.52	2.25	0.88	1.35	0.85	1.39	1.00	1.18
	IP _M -OOP	0.42	2.03	0.57	1.48	0.74	1.14	0.84	1.01
	IP _H -OOP	0.33	2.16	0.38	1.92	0.56	1.30	0.55	1.32
Angel et al.	2b	0.39	1.23	0.29	1.65	0.69	0.69	0.46	1.03
	3b	0.46	1.60	0.39	1.87	0.79	0.92	0.63	1.15
Calvi & Bolognini	2	0.36	0.51	0.52	0.36	0.64	0.29	0.40	0.46
	6	0.24	0.51	0.24	0.51	0.01	16.44	0.18	0.68
Morandi et al.	TA1_OP	0.22	3.93	0.70	1.27	0.48	1.83	0.55	1.61
	TA2_OP	0.19	2.88	0.49	1.09	0.16	3.34	0.38	1.41
	TA3_OP	0.26	3.30	0.92	0.93	0.64	1.33	0.73	1.17
		R	0.91	R	0.93	R	0.84	R	0.89
		Mean	1.73	Mean	1.01	Mean	1.93	Mean	0.90
		Dev. St.	0.93	Dev. St.	0.47	Dev. St.	3.69	Dev. St.	0.34

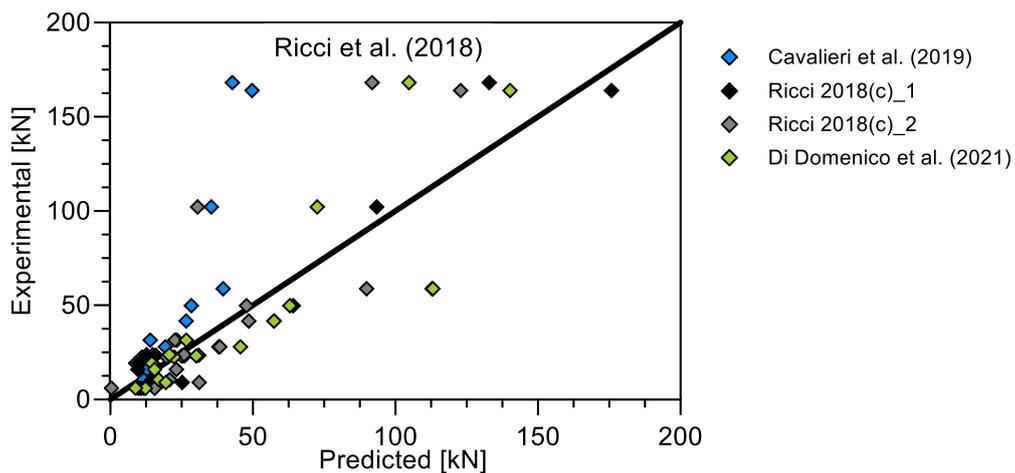


Figura 90 - Confronto tra i risultati ottenuti utilizzando la relazione proposta da Ricci et al.

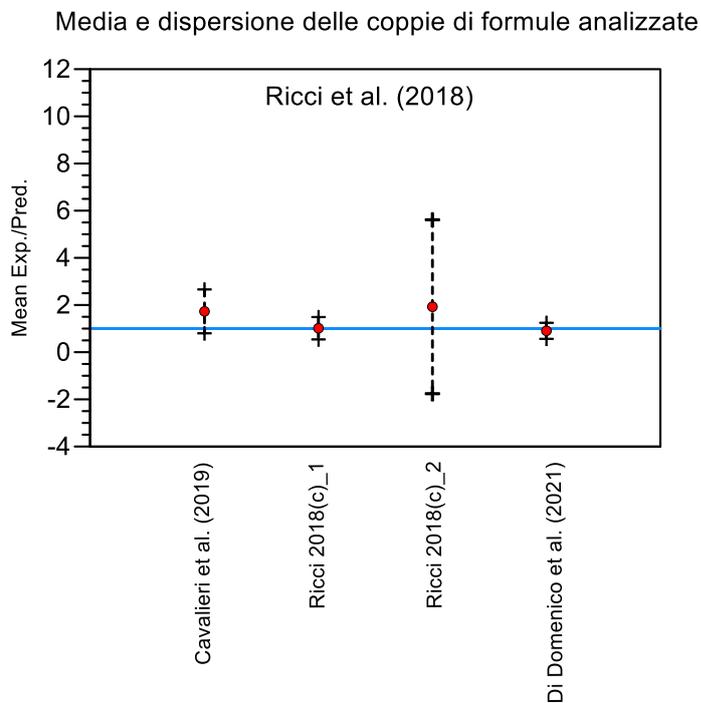


Figura 91 - Confronto statistico tra le varie relazioni utilizzate per la definizione del parametro R

Nuova relazione proposta

Tabella 38 - Confronto tra i risultati ottenuti utilizzando la nuova relazione proposta

Experimental study	Specimen	Cavalieri		Ricci 2018(c) 1		Ricci 2018(c) 2		Di Domenico et al.	
		R	exp/pred	R	exp/pred	R	exp/pred	R	exp/pred
Sepasdar	IF-D1	0.30	1.83	0.86	0.64	0.69	0.81	0.87	0.64
Ricci 80	IP+OOP_L	0.51	2.07	0.84	1.27	0.84	1.26	1.00	1.07
	IP+OOP_M	0.38	1.27	0.47	1.01	0.67	0.71	0.54	0.87
	IP+OOP_H	0.32	0.84	0.34	0.78	0.50	0.54	0.39	0.68
Ricci 120	IP+OOP_L	0.46	2.07	1.00	0.96	0.85	1.13	1.00	0.96
	IP+OOP_M	0.34	1.91	0.66	0.97	0.67	0.96	0.79	0.81
	IP+OOP_H	0.27	1.96	0.45	1.20	0.44	1.22	0.53	1.01
Wang	IF-RC-ID	0.23	2.06	0.52	0.91	0.39	1.22	0.51	0.93
De Risi	IP _L -OOP	0.52	2.06	0.88	1.23	0.85	1.27	1.00	1.08
	IP _M -OOP	0.42	1.85	0.57	1.36	0.74	1.04	0.84	0.92
	IP _H -OOP	0.33	1.98	0.38	1.75	0.56	1.19	0.55	1.21
Angel et al.	2b	0.39	1.23	0.29	1.64	0.69	0.68	0.46	1.02
	3b	0.46	1.55	0.39	1.82	0.79	0.89	0.63	1.12
Calvi & Bolognini	2	0.36	0.72	0.52	0.50	0.64	0.41	0.40	0.65
	6	0.24	0.72	0.24	0.72	0.01	23.21	0.18	0.96
Morandi et al.	TA1_OP	0.22	3.70	0.70	1.19	0.48	1.73	0.55	1.51
	TA2_OP	0.19	2.72	0.49	1.03	0.16	3.15	0.38	1.33
	TA3_OP	0.26	3.11	0.92	0.88	0.64	1.26	0.73	1.10
		R	0.97	R	0.97	R	0.91	R	0.95
		Mean	1.87	Mean	1.10	Mean	2.37	Mean	0.99
		Dev. St.	0.78	Dev. St.	0.37	Dev. St.	5.23	Dev. St.	0.23

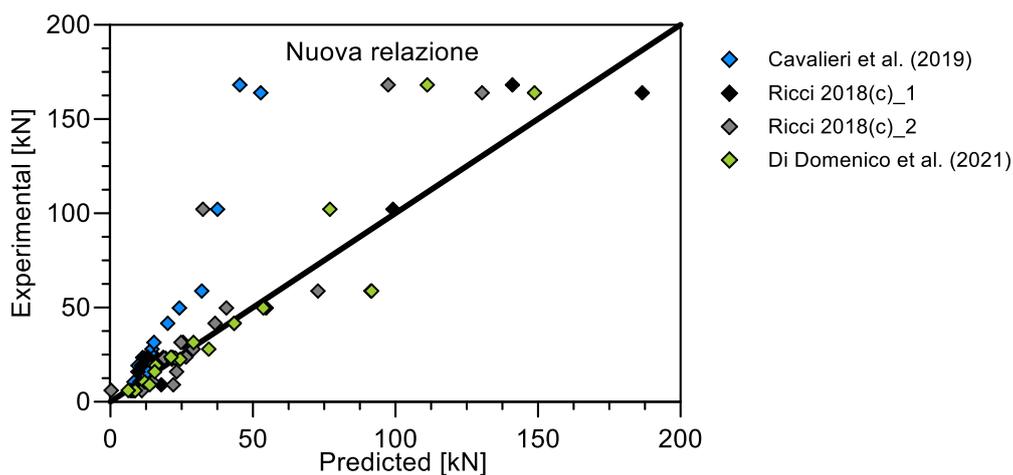


Figura 92 - Confronto tra i risultati ottenuti utilizzando la nuova relazione proposta

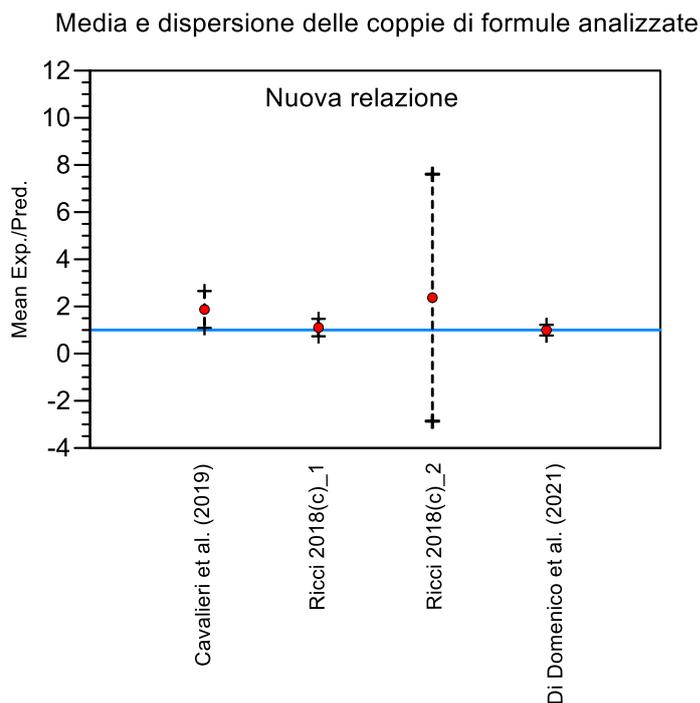


Figura 93 - Confronto statistico tra le varie relazioni utilizzate per la definizione del parametro R

Dai grafici e dalle tabelle precedentemente riportate si deduce che la coppia di relazioni tra quelle proposte che meglio prevedono il comportamento del pannello soggetto ad azioni combinate IP+OOP è quella composta da Di Domenico et al. (per calcolare il parametro riduttivo R) e la nuova relazione proposta (per calcolare la capacità ultima della muratura non danneggiata $F_{OOP,max}$).

In conclusione si evince che la nuova relazione proposta è in grado di prevedere in maniera corretta sia la resistenza ultima di un pannello integro soggetto ad azioni fuori-piano che la resistenza ultima di una muratura soggetta ad azioni combinate nel piano e fuori piano.

7. CONCLUSIONI

In questo elaborato si è studiato il comportamento fuori piano di pannelli in muratura intelaiata, in particolare ci si è concentrati sulla valutazione della capacità predittiva di vari modelli esistenti. Per fare questo si sono confrontati i risultati ottenuti da diverse prove sperimentali con i risultati predetti. Da questo confronto è stato possibile apprezzare come i risultati forniti da tali modelli siano spesso contrastanti e non in grado di prevedere in maniera corretta il comportamento della muratura.

Un ulteriore punto critico è rappresentato dall'esiguo numero di prove sperimentali che possano fornire un adeguato supporto per la definizione di modelli empirici predittivi.

Pertanto si è deciso di generare un modello FEM calibrato su prove sperimentali esistenti e, una volta definiti i parametri e le relazioni necessarie ad ottenere una corretta calibrazione del modello, si è proceduto con la generazione di analisi predittive.

Questo ha premesso di aumentare il numero di modelli disponibili attraverso la generazione di un database ibrido composto da prove sperimentali e simulazioni numeriche. Inoltre, grazie ai modelli numerici, è stato possibile valutare la relazione che intercorre tra i parametri fondamentali che regolano il comportamento del pannello e la resistenza ultima della tamponatura. Dai risultati ottenuti dalle varie simulazioni numeriche e dalle prove sperimentali, è stato possibile condurre una analisi statistica che ha portato alla definizione di una nuova relazione.

Effettuando un confronto tra i valori predetti dalla nuova relazione ed i valori ottenuti da prove sperimentali, si è visto come tale modello è in grado di prevedere in modo più accurato il comportamento fuori piano di una muratura intelaiata rispetto alle formule fino ad oggi disponibili.

Come ulteriore conferma della corretta capacità predittiva del modello proposto si è effettuato un ulteriore confronto considerando l'azione combinata IP+OOP.

Per effettuare questa analisi è stato necessario associare alla relazione utilizzata per determinare la resistenza fuori piano del pannello integro ($F_{OOP,max}$) un coefficiente riduttivo R . Questo ultimo parametro è stato definito utilizzando dei modelli disponibili in letteratura che permettono di determinare il degrado della resistenza della muratura a seguito di azioni agenti nel piano.

Da questo confronto si è dimostrato come la relazione proposta in questo elaborato, combinata alla relazione proposta da Di Domenico (2021), è in grado di prevedere in maniera più efficace il comportamento di un pannello in muratura soggetto ad azioni IP+OOP rispetto ai modelli esistenti.

Dai risultati ottenuti da questo lavoro di ricerca si è giunti alle seguenti conclusioni che potranno essere input per lavori futuri:

- risulta necessario generare una relazione che definisca in modo più accurato il parametro di degrado R . Per fare questo potrà essere utile modellare e calibrare nuovi modelli FEM in modo da avere un database ibrido che permetta di definire, attraverso analisi statistiche, una relazione più robusta per la predizione del parametro di danneggiamento;
- sarebbe necessario incrementare il numero di prove sperimentali in cui la muratura intelaiata sia soggetta ad azioni applicate attraverso tavola vibrante. In questo modo si potrà analizzare in modo veritiero la risposta del pannello durante un evento sismico e sarà possibile valutare se le varie formule proposte siano in grado di prevedere la capacità ultima della muratura sotto l'applicazione di tali carichi.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] Ricci P., Di Domenico M., Verderame G.M. 2018b. “Experimental assessment of the in-plane/out-of-plane interaction in unreinforced masonry infill walls”. *Engineering Structures*, 173, 960–978.
- [2] Di Domenico M., Ricci P., Verderame G.M. 2019. “Experimental assessment of the out-of-plane strength of URM infill walls with different with different slenderness and boundary conditions”. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, 3959-3993.
- [3] De Risi M.T., Di Domenico M., Ricci P., Verderame G.M., Manfredi G. 2019. “Experimental investigation on the influence of the aspect ratio on the in-plane/out-of-plane interaction for masonry infills in RC frames”. *Engineering Structures*, 189, 523-540.
- [4] Asteris P.G., Cavaleri L., Di Trapani F., Tsaris A.K. 2017. “Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels”. *Engineering Structures*, 132, 110–122.
- [5] McDowell E.L., Mckee K.E., Sevin E. 1956a. “Arching action theory of masonry walls”. *Journal of the Structural Division*, 82, 915/1-18.
- [6] McDowell E.L., Mckee K.E., Sevin E. 1956b. “Discussion of arching action theory of masonry walls”. *Journal of Structural Division*, 82, 1067/27–40.
- [7] Dawe J.L., Seah C.K. 1989. “Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels”. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16(6), 854-864.
- [8] Angel R. 1994. “Behavior of reinforced concrete frames with masonry infill walls”. University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.
- [9] Abrams D.P., Angel R., Uzarski J. 1996. “Out-of-plane strength of unreinforced masonry infill panels”. *Earthquake Spectra*, 12(4), 825–844.

- [10] Bashandy T., Rubiano N., Klingner R. 1995. "Evaluation and analytical verification of infilled frame test data". P.M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Report No.95-1, Department of Civil Engineering University of Texas at Austin, Austin, Tx.
- [11] Klingner R.E., Rubiano N.R., Bashandy T.R., Sweenwy S.C. 1996. "Evaluation and analytical verification of shaking table data from infilled frames. II: Out-of-plane behavior". Proc., 7th North American Masonry Conference, Masonry Society, Boulder. CO.
- [12] FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency). 1997. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington DC: FEMA.
- [13] CEN (European Committee for Standardisation). 2005. *Eurocode 6 – Design of masonry structures, Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. EN 1996-1-1, Brussel, Belgium:CEN.
- [14] Flanagan R.D., Bennett R.M. 1999a. "Arching of masonry infilled frames: Comparison of analytical methods". Practice Periodical on Structural Design and Construction, 4(3), 105-110.
- [15] Flanagan R.D., Bennett R.M. 1999b. "Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames". ASCE Journal of Structural Engineering, 125(3), 236-244.
- [16] Calvi G.M., Bolognini D. 2001. "Seismic Response of Reinforced Concrete Frames Infilled with Weakly Reinforced Masonry Panels". Journal of Earthquake Engineering, 5, 153-185.
- [17] Hak S., Morandi P., Magenes G. 2014. "Out-of-plane experimental response of strong masonry infills". 2nd European conference on earthquake engineering and seismology.

- [18] Furtado A., Rodrigues H., Arede A., Varum H. 2016. “Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls”. *Engineering Structures*, 111, 48-63.
- [19] Liberatore L., AlShawa O., Marson C., Pasca M., Sorrentino L. 2020. “Out-of-plane capacity equations for masonry infill walls accounting for openings and boundary conditions”. *Engineering Structures*, 207, 110198.
- [20] NTC18 (Norme tecniche per le costruzioni). 2018. *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*. Roma.
- [21] Furtado A., Rodrigues H., Arede A., Varum H. 2018a. “Out-of-plane behavior of masonry infilled RC frames based on the experimental tests available: a systematic review”. *Construction and Building Materials*, 168, 831-848.
- [22] Furtado A., Rodrigues H., Arede A., Varum H. 2018b. “Effect of the panel width support and columns axial load on the infill masonry walls out-of-plane behavior”. *Journal of Earthquake Engineering*, 24(4), 653-681.
- [23] Koutas L.N., Bournas D.A. 2019. “Out-of-plane strengthening of masonry-infilled RC frames with textile-reinforced mortar jackets”. *Journal of Composites for Construction*, 23 (1).
- [24] Akhoundi F., Vasconcelos G., Lourenço P. 2018. “Experimental out-of-plane behavior of brick masonry infilled frames”. *International Journal of Architectural Heritage*, 18, 1-7.
- [25] Di Domenico M., De Risi M.T., Ricci P., Verderame G.M., Manfredi G. 2021. “Empirical prediction of the in-plane/out-of-plane interaction effects in clay brick unreinforced masonry infill walls”. *Engineering Structures*, 227, 111438.
- [26] Nasiri E., Liu Y. 2020. “Effect of prior in-plane damage on the out-of-plane performance of concrete masonry infills”. *Engineering Structures*, 222, 111-149.
- [27] Sepasdar R. 2017. “Experimental investigation on the out-of-plane behaviour of concrete masonry infilled frames”. Master’s Thesis, Dalhousie University.

- [28] Ghiassi B., Milani G. 2019. “Numerical modeling of masonry and historical structures: From theory to application”. Elsevier.
- [29] Simulia. 2013. ABAQUS/CAE User Manual, version 6.13
- [30] Cervenka V, Jendele L., Cervenka J. 2012. ATENA Program Documentation Part 1 Theory. Prague: Cervenka Consulting Ltd.
- [31] Abdulla K.F., Cunningham L.S., Gillie M. 2017. “Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach”. *Engineering Structures*, 151, 349-365.
- [32] Camanho P.P., Davila C.G. 2002. “Mixed-mode decohesion finite elements for the simulation of delamination in composite materials”. NASA-TM-2002-211737.
- [33] Popovics S. 1973. “A numerical approach to the complete stress strain curve of concrete”. *Cement and Concrete Research*, 3, 583-599.
- [34] Hsu T.T.C, Mo Y.L. 2010. “Unified Theory of Concrete Structures”. John Wiley&Sons, Ltd.
- [35] Bresler B., Scordelis A.C. 1963. “Shear strength of reinforced concrete beams”. *Journal Proceedings*, 60, 51-74.
- [36] Kent D.C., Park R. 1971. “Flexural Members with Confined Concrete”. *Journal of Structural Division*, 97, 1969-1990.
- [37] Vos E. 1983. “Influence of loading rate and radial pressure on bond in reinforced concrete: A numerical and experimental approach”. Delft University Press, Delft.
- [38] Milanesi R., Andreotti G., Morandi P., Penna A. 2019. “FEM simulation of the in-plane seismic experimental response of R.C. frames with unreinforced and bed-joint reinforced AAC masonry infills”. 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. 24-26 June, Crete, Greece.

- [39] Anić F., Penava D., Abrahamczyk L. 2019a. “Computational evaluation of experimental methodologies of out-of-plane behavior of framed-walls with opening”. *Earthquake and Structures*, 16, 265-277.
- [40] Anić F., Penava D., Verevac D., Sarhosis V. 2019b. “Influence of clay block masonry properties on the out-of-plane behaviour of infilled RC frames”. *Tehnicki Vjesnik*, 26, 831-836.
- [41] Di Trapani F., Shing P.B., Cavaleri L. 2018. “A macro-element model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures”. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 144, 04017198.
- [42] Cavaleri L., Zizzo M., Asteris P.G. 2019. “Residual out-of-plane capacity of infills damaged by in-plane cyclic loads”. *Engineering Structures*, 209, 109957.
- [43] Wang C. 2019. “Experimental investigation on the out-of-plane behaviour of concrete masonry infilled frames”. Master’s Thesis, Dalhousie University.
- [44] Morandi P., Hak S., Magenis G. 2011. “Report of the experimental campaign on robust clay masonry infills”. Fondazione Eucentre, Pavia.