

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE - ICEA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

**Analisi parametriche dinamiche non lineari
degli effetti dell'irrigidimento di solai in legno
in edifici in muratura ordinaria**

Relatore: Chiar.mo Prof. Ing. Roberto Scotta

Correlatori: Ing. Davide Trutalli
Ing. Luca Marchi

Controrelatore: Chiar.mo Prof. Ing. Sergio Lagomarsino

Laureando: Michele Mirra - matricola 1130738

Anno Accademico 2016/2017



Indice

Introduzione	XIII
1 Letteratura inerente ai temi trattati	1
1.1 Generalità	1
1.2 Precedenti lavori di Tesi	1
1.3 Studi effettuati sulla muratura	2
1.3.1 Analisi del comportamento fuori piano	2
1.3.2 Analisi del comportamento nel piano	3
1.4 Studi effettuati sui solai in legno	5
1.5 Studi sull'interazione tra muratura e solai	7
2 Modellazione della muratura	9
2.1 Generalità	9
2.2 Modalità di rottura della muratura nel piano	9
2.2.1 Premessa	9
2.2.2 Rottura per schiacciamento o ribaltamento	10
2.2.3 Rottura a taglio per fessurazione diagonale	11
2.2.4 Rottura a taglio per scorrimento	12
2.3 Modalità di rottura della muratura fuori piano	13
2.4 Macro-modello utilizzato	14
2.4.1 Generalità	14
2.4.2 Modellazione del comportamento nel piano	14
2.4.3 Comportamento fuori piano	16
2.5 Prove sperimentali di riferimento	16
2.5.1 Prove sperimentali su pannelli murari semplici	16
2.5.2 Prove sperimentali su pannelli murari con aperture	18
2.6 Modellazione dei maschi murari	20
2.6.1 Generalità	20
2.6.2 Calibrazione delle molle verticali	21
2.6.3 Calibrazione delle molle orizzontali	23
2.6.4 Calibrazione delle molle diagonali	25
2.7 Validazione del modello per i maschi murari	26
2.7.1 Premessa	26
2.7.2 Validazione del maschio <i>MI2</i>	26
2.7.3 Validazione del maschio <i>MI3</i>	27
2.8 Modellazione delle fasce di piano	28

2.8.1	Generalità	28
2.8.2	Calibrazione delle molle orizzontali delle fasce di piano	30
2.8.3	Calibrazione delle molle verticali delle fasce di piano	30
2.8.4	Calibrazione delle molle diagonali delle fasce di piano	30
2.9	Validazione di un pannello con apertura	31
2.9.1	Premessa	31
2.9.2	Confronto tra risultati sperimentali e numerici	31
2.10	Modellazione del comportamento fuori piano	33
3	Modellazione dei solai in legno	37
3.1	Tipologie di solai indagate	37
3.2	Prove sperimentali di riferimento	37
3.2.1	Modalità di esecuzione delle prove	37
3.2.2	Solaio con tavolato semplice	38
3.2.3	Solaio rinforzato con tavolato a 45°	39
3.2.4	Solaio rinforzato con profili sottili in acciaio	39
3.2.5	Solaio rinforzato con soletta in calcestruzzo armato	39
3.3	Modello numerico implementato	40
3.3.1	Premessa	40
3.3.2	Procedura seguita per la calibrazione del modello	43
3.3.3	Solaio con tavolato semplice	44
3.3.4	Solaio consolidato con tavolato a 45°	44
3.3.5	Solaio consolidato con profili sottili in acciaio	45
3.3.6	Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato	45
4	Casi studio analizzati	49
4.1	Generalità	49
4.2	Edifici studiati	51
4.2.1	Caratteristiche principali e configurazioni analizzate	51
4.2.2	Analisi dei carichi e definizione delle masse sismiche	52
4.3	Discussione dei risultati ottenuti	55
4.3.1	Premessa	55
4.3.2	Edificio A	56
4.3.3	Edificio B	63
4.3.4	Edificio C	70
4.3.5	Edificio D	77
4.3.6	Confronto tra i vari casi esaminati	84
4.4	Ulteriori valutazioni effettuate	89
4.4.1	Periodi degli edifici esaminati	89
4.4.2	Rischio di collasso delle pareti fuori piano	90
4.4.3	Comportamento delle pareti nel piano	92
4.4.4	Effetti dissipativi dei solai	92
5	Conclusioni e sviluppi futuri	97

A	Listati impiegati per la calibrazione	99
A.1	Muratura	99
A.1.1	Maschio <i>MI2</i> (1 macro-elemento)	99
A.1.2	Maschio <i>MI3</i> (1 macro-elemento)	104
A.1.3	Maschio <i>MI3</i> (3 macro-elementi)	109
A.1.4	Pannello con apertura e fascia di piano tozza	114
A.2	Solai in legno	122
A.2.1	Solaio con tavolato semplice	122
A.2.2	Solaio consolidato con tavolato a 45°	128
A.2.3	Solaio consolidato con profili sottili in acciaio	134
A.2.4	Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato	140
B	Listati di alcuni casi studio	147
B.1	Premessa	147
B.2	Caso A380NS	147
B.3	Caso B320TB	166
B.4	Caso C380NS	185
B.5	Caso D250RC	201
	Ringraziamenti	217
	Bibliografia	219

Elenco delle figure

1.1	Collasso di un edificio costruito con muratura in sasso e copertura in calcestruzzo armato [12].	4
1.2	Diverse tecniche di rinforzo ed irrigidimento dei solai in legno: (a) solaio esistente con semplice tavolato; (b) sovrapposizione di un secondo tavolato inclinato di 45° rispetto al primo per mezzo di viti d'acciaio; (c) consolidamento tramite profili sottili in acciaio; (d) consolidamento mediante lamine FRP; (e) sovrapposizione di tre strati di compensato incollati; (f) soletta in calcestruzzo realizzata secondo il metodo Turrini-Piazza [42]. Le misure riportate sono in mm [43].	6
2.1	Meccanismo di rottura per schiacciamento [32].	10
2.2	Meccanismi di collasso fuori piano della muratura [disegni di Logical Soft].	14
2.3	Macro-elemento utilizzato per la modellazione del comportamento nel piano della muratura: (a) configurazione indeformata; (b) configurazione deformata [27].	15
2.4	Simulazione per mezzo di un macro-elemento dei meccanismi di collasso nel piano di un pannello murario: (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento [27].	15
2.5	Generico macro-elemento implementato nel modello numerico.	16
2.6	Modalità di esecuzione della prova sperimentale [30].	18
2.7	Tipologie di provini impiegati nella prova sperimentale: nell'ordine, pannello con fascia di piano snella, pannello con fascia di piano tozza, pannello con due fasce di piano, apparecchiatura utilizzata per lo svolgimento del test. Quote espresse in mm [2].	19
2.8	Legame costitutivo per il comportamento a pressoflessione della muratura [27].	22
2.9	Legame costitutivo per le molle verticali dei pannelli MI2 (a sinistra) e MI3 (a destra).	23
2.10	Legame costitutivo per le molle orizzontali dei pannelli MI2 (a sinistra) e MI3 (a destra).	24
2.11	Legame costitutivo per le molle diagonali dei pannelli MI2 (a sinistra) e MI3 (a destra).	26
2.12	Rappresentazione del pannello MI2 mediante il macro-elemento calibrato e confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e ciclo ottenuto dal modello numerico (in rosso).	27

Elenco delle figure

2.13	Rappresentazione del pannello MI3 mediante il macro-elemento calibrato e confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e ciclo ottenuto dal modello numerico (in rosso).	29
2.14	Rappresentazione del pannello MI3 mediante tre macro-elementi; il ciclo ottenuto dall'analisi numerica (in rosso) ricalca nuovamente quello sperimentale (in nero).	29
2.15	Rappresentazione del pannello murario con fascia di piano tozza mediante il macro-modello implementato e confronto tra i valori sperimentali (in nero) e numerici (in rosso).	32
2.16	Prova ciclica fuori piano su una parete di dimensioni $4000 \times 2500 \times 110$ mm soggetta a compressione $\sigma = 0.1$ MPa (a sinistra) e non compressa (a destra) [55]. Nei grafici sono evidenziate le rigidzze elastiche iniziali (in rosso), quelle corrispondenti al limite di spostamento del 2% dell'altezza (in blu) e il limite stesso (in arancione).	34
3.1	Schema della prova sperimentale eseguita sui diversi tipi di solai [3].	38
3.2	Modellazione del solaio in legno tramite truss elastici infinitamente rigidi (in nero) e molle diagonali opportunamente calibrate (in blu). Le misure sono in mm.	40
3.3	Modello Pinching4 implementato nel software OpenSees [34]; la curva d'involuppo è rappresentata in nero, il ciclo di pinching in grigio.	42
3.4	Confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e numerico (in rosso) per il solaio con tavolato semplice.	46
3.5	Confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e numerico (in rosso) per il solaio consolidato con tavolato a 45°	46
3.6	Confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e numerico (in rosso) per il solaio consolidato con profili sottili in acciaio.	47
3.7	Confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e numerico (in rosso) per il solaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato.	47
4.1	Parametri sismici assunti, grafico dell'accelerogramma più gravoso e sua compatibilità con lo spettro di risposta elastico in accelerazione di riferimento [24].	51
4.2	Piante dei quattro edifici analizzati e caratteristiche geometriche salienti; gli spessori dei muri sono variabili e le linee tratteggiate individuano le pareti fuori piano ricche di aperture e perciò non modellate. Tutte le quote sono espresse in m.	53
4.3	Rappresentazione realistica dell'edificio tipo analizzato e corrispondente modello numerico; negli edifici C e D il graticcio di elementi beam per simulare il comportamento fuori piano non è presente.	54
4.4	Discretizzazione del solaio degli edifici analizzati; sono evidenziati i punti di controllo in cui si è misurato lo spostamento del solaio (Midfloor - MF) e dei pannelli murari (Wall 1 e Wall 2 - W1 e W2). Tutte le quote sono espresse in mm, tra parentesi sono riportate le quote dell'edificio avente dimensioni in pianta 4.5×8.0 m.	55

4.5	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione A250.	57
4.6	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione A320.	58
4.7	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione A380.	59
4.8	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione A250 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	60
4.9	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione A320 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	61
4.10	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione A380 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	62
4.11	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione B250.	64
4.12	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione B320.	65
4.13	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione B380.	66
4.14	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione B250 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	67
4.15	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione B320 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	68
4.16	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione B380 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	69
4.17	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione C250.	71

Elenco delle figure

4.18	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione C320.	72
4.19	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione C380.	73
4.20	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione C250 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	74
4.21	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione C320 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	75
4.22	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione C380 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	76
4.23	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione D250.	78
4.24	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione D320.	79
4.25	Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione D380.	80
4.26	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione D250 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	81
4.27	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione D320 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	82
4.28	Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione D380 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.	83
4.29	Confronto tra le PGA di collasso raggiunte dai diversi solai nelle configurazioni analizzate per gli edifici A e B. Per ciascun tipo di solaio è riportata la rigidezza nel piano nei due casi A e B.	85
4.30	Confronto tra le PGA di collasso raggiunte dai diversi solai nelle configurazioni analizzate per gli edifici C e D. Per ciascun tipo di solaio è riportata la rigidezza nel piano nei due casi C e D.	87

4.31	Spostamenti massimi fuori piano per le diverse configurazioni analizzate, ordinate dal rischio di collasso minimo (colore verde) a quello massimo (colore rosso).	91
4.32	Andamenti del taglio alla base in funzione dello spostamento in sommità (W1) per una singola parete nel piano; per ciascun grafico è indicata la configurazione di riferimento.	93
4.33	Ingrandimento del ciclo isteretico del solaio con tavolato semplice: per tutte le configurazioni riportate il solaio è snervato.	95
4.34	Ingrandimento del ciclo isteretico del solaio consolidato con tavolato a 45°: le configurazioni riportate che hanno raggiunto la massima PGA sono quelle in cui si è avuto un marcato snervamento del solaio, mentre nel caso A250NS il campo elastico viene oltrepassato solo di poco e non si ha dissipazione.	95

Elenco delle tabelle

2.1	Parametri caratteristici della muratura utilizzata nelle prove sperimentali [30].	17
2.2	Parametri caratteristici della muratura impiegata nelle prove sperimentali [2].	19
2.3	Parametri caratteristici della muratura utilizzati per calibrare le diverse molle.	21
2.4	Valori ricavati per il legame costitutivo forza-spostamento delle molle verticali per entrambi i pannelli studiati.	23
2.5	Valori ricavati per il legame forza-spostamento delle molle orizzontali per entrambi i pannelli studiati.	24
2.6	Valori ricavati per il legame forza-spostamento delle molle diagonali per entrambi i pannelli studiati.	25
2.7	Snellezze delle pareti fuori piano corrispondenti alle diverse configurazioni analizzate.	35
2.8	Moduli elastici assegnati agli elementi beam verticali ed orizzontali nelle diverse configurazioni analizzate.	35
4.1	Configurazioni analizzate e sigle impiegate nella presentazione dei risultati.	52
4.2	PGA di collasso registrate per l'edificio A e tipologie di rottura riscontrate.	56
4.3	PGA di collasso registrate per l'edificio B e tipologie di rottura riscontrate.	63
4.4	PGA di collasso registrate per l'edificio C e tipologie di rottura riscontrate.	70
4.5	PGA di collasso registrate per l'edificio D e tipologie di rottura riscontrate.	77
4.6	Periodi (in secondi) delle diverse configurazioni analizzate.	89

Introduzione

Negli ultimi anni sono state sviluppate diverse tecniche di miglioramento sismico, specie nel caso di strutture in muratura ordinaria: in particolare, il rinforzo dei solai esistenti viene normalmente annoverato tra gli interventi più utili, contribuendo a conferire un comportamento scatolare agli edifici. In questo lavoro di Tesi, a partire da alcuni studi già precedentemente effettuati, sono state condotte analisi parametriche dinamiche non lineari comparando tra loro le tipologie di irrigidimento più comuni e verificando la reale convenienza dell'intervento di rinforzo.

In Letteratura sono disponibili i risultati di svariate campagne di prove sperimentali cicliche e monotone per studiare la risposta dei solai rinforzati, il comportamento sismico dei pannelli murari e, in qualche caso, l'interazione tra orizzontamenti e pareti. A partire da tali risultati, è stato possibile implementare un modello numerico ben calibrato, analizzando diverse configurazioni di uno stesso edificio.

Alcuni risultati precedenti ottenuti da analisi statiche non lineari mostrano un miglioramento della risposta sismica di edifici in muratura ordinaria, se si procede all'irrigidimento e rinforzo dei solai. Infatti, un solaio troppo flessibile non consente di evitare il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari, essendo questi spesso non dotati di adeguati sistemi di ammortamento e confinamento. È evidente, tuttavia, come tale conclusione non possa essere del tutto generalizzabile, essendo questo tipo di collasso dipendente non solo dalla rigidezza del solaio, ma anche dalla rigidezza e resistenza delle pareti nel proprio piano, e dalla geometria dell'edificio. Inoltre, le analisi statiche non lineari non dimostrano una buona affidabilità nel caso di solai flessibili e piante irregolari.

È già stato dimostrato, infatti, come in alcuni casi il rinforzo dei solai esistenti possa addirittura peggiorare la risposta sismica degli edifici: un orizzontamento troppo rigido non è in grado di dissipare l'energia fornita dal sisma, pertanto le forze inerziali vengono trasferite interamente ai maschi murari, come è stato possibile osservare in singoli casi studio. Appare allora evidente come, per poter generalizzare i risultati, sia necessario ampliare la quantità di dati numerici a disposizione, conducendo analisi parametriche al variare della rigidezza delle pareti murarie o degli orizzontamenti. In tal modo, è possibile valutare quale sia la più adeguata tipologia di solaio caso per caso e giungere a risultati di più ampia applicabilità.

In questa Tesi si riportano e si discutono alcuni risultati, che verranno presentati anche al XVII Convegno ANIDIS (Pistoia, 17-21 settembre 2017), ottenuti nel caso di edifici molto semplici e regolari, in diverse configurazioni. In totale sono stati analizzati trentasei diversi casi studio, riconducibili a situazioni reali, a partire dai quali è stato possibile ottenere alcune informazioni utili circa la convenienza del rinforzo ed irrigidimento dei solai esistenti.

Gli obiettivi delle analisi parametriche eseguite possono così riassumersi:

- confermare quanto emerso dagli studi già effettuati da alcuni Autori;
- studiare l'influenza di diversi spessori (e quindi diverse rigidzze) dei pannelli murari sulla risposta globale degli edifici analizzati;
- studiare l'influenza di diverse rigidzze nel piano dei solai sul comportamento sismico degli edifici analizzati;
- valutare le differenze nei risultati ottenuti modellando o meno gli elementi che rappresentano le pareti fuori piano; ciò permette di ricondursi a due casi opposti, ossia rispettivamente una parete pressoché piena e una con molte aperture, avente quindi rigidzza trascurabile.

L'elaborato è stato così concepito:

- nel *primo capitolo* sono riportati alcuni risultati disponibili attualmente in Letteratura, a partire dai quali si è proceduto alla calibrazione del modello numerico implementato;
- nel *secondo capitolo* viene trattata la calibrazione degli elementi rappresentativi del comportamento dei pannelli murari;
- il *terzo capitolo* presenta il processo di calibrazione degli elementi atti a simulare il comportamento delle diverse tipologie di solaio analizzate;
- il *quarto capitolo* contiene un'ampia trattazione dei casi studio analizzati, con la relativa discussione dei risultati ottenuti;
- nel *quinto capitolo* sono presentate le conclusioni inerenti al lavoro svolto e i possibili sviluppi futuri relativi a queste tematiche.

In Appendice sono riportati tutti i listati implementati in fase di calibrazione e alcuni di quelli relativi ai diversi casi studio.

Capitolo 1

Letteratura inerente ai temi trattati

1.1 Generalità

La presente Tesi nasce come integrazione, approfondimento e sviluppo ulteriore di una serie di analisi svolte in lavori precedenti, cui si farà riferimento nel seguito. Per garantire, tuttavia, una più ampia panoramica sulle tematiche trattate, è stato necessario ricercare nella Letteratura del settore alcuni spunti ulteriori, rispetto a quelli già utilizzati nelle precedenti Tesi.

In particolare, per quanto concerne la risposta ad un carico ciclico dei solai in legno, quanto disponibile in Letteratura risulta sufficiente a formulare un corretto modello numerico, come è possibile notare anche nei precedenti elaborati. Diversa è, invece, la situazione nel caso della muratura, per la quale si è manifestata la necessità di indagare altri aspetti e ricavare maggiori informazioni, specie per il comportamento fuori piano.

1.2 Precedenti lavori di Tesi

Le analisi che verranno presentate in questo elaborato hanno origine dai risultati di precedenti Tesi di laurea, in cui via via si è affinata la modellazione numerica: per ciascun lavoro, è stato esaminato come caso studio un edificio di volta in volta più complesso.

Le prime due Tesi a trattare questi argomenti sono state redatte congiuntamente da L. DE TOMASI [17] e A. LONARDI [29]: si è proposta una modellazione preliminare, nella quale ai solai sono stati associati semplici cicli isteretici e la muratura è stata schematizzata unicamente nel piano per mezzo di opportuni elementi *beam*. Questi risultati sono stati poi discussi da R. SCOTTA et al. [46] alla *XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation* (2016).

Successivamente, allo scopo di verificare e confermare quanto ottenuto in precedenza, N. BERTIN [5] e M. TONON [50] sono pervenuti ad un notevole affinamento del modello, implementando rispettivamente i macro-elementi relativi alla muratura e il sistema di molle impiegato per schematizzare il solaio. È stato così possibile tener conto in modo più preciso della non linearità e della capacità dissipativa dei materiali: l'analisi è stata eseguita solo in una direzione e il comportamento fuori piano è stato schematizzato mediante un unico elemento *beam*, al quale è stata assegnata la

rigidezza dell'intera parete. I risultati di tali analisi sono stati presentati alla *World Conference on Timber Engineering* di Vienna (2016) [47].

Infine, con G. CANESSO [12] si è proseguito il lavoro di affinamento, studiando un edificio più complesso nelle due direzioni e affidando il comportamento fuori piano ad un graticcio di elementi *beam* sovrapposti ai macro-elementi. Il modello così ottenuto conferma i risultati precedenti, tuttavia è risultato computazionalmente troppo oneroso, impiegando fino a trenta ore per l'elaborazione di un'analisi time-history. In quest'ultimo caso, D. TRUTALLI et al. [51] hanno presentato questi risultati alla *6th Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* (2017).

In questo lavoro di Tesi, la modellazione è stata semplificata e snellita, in modo da ottenere il giusto compromesso tra accuratezza ed onere computazionale, verificando in ogni caso quanto ottenuto in passato, oltre ad ampliare la panoramica dei possibili casi studio.

Nell'elaborato si farà anche riferimento al lavoro di R. FABIAN [20], con cui si è pervenuti ad alcune formule analitiche utili a valutare la rigidezza nel piano dei solai in legno, confrontandole con i risultati ottenuti dalla modellazione numerica e dalle prove sperimentali.

1.3 Studi effettuati sulla muratura

Nel caso della muratura, il riferimento per questo e per i precedenti elaborati è costituito dalle prove sperimentali eseguite da G. MAGENES e G. M. CALVI [31], i quali hanno studiato il comportamento ciclico nel piano dei pannelli murari. Tuttavia, oltre a tale pubblicazione, si è cercato di ampliare il materiale a disposizione, allo scopo di validare ulteriormente la modellazione effettuata: in particolare, sono state ricercate maggiori informazioni relativamente al comportamento fuori piano e qualche altra pubblicazione di riferimento riguardo alla risposta nel piano.

Il modello numerico è stato implementato grazie al software *OpenSees* [34], sfruttando per rappresentare il comportamento della muratura una procedura per macro-elementi simile a quella proposta da I. CALIÒ et al. [10, 11] e utilizzando i legami costitutivi suggeriti all'interno del manuale del software *3D-Macro* [27].

1.3.1 Analisi del comportamento fuori piano

Per quanto concerne il comportamento fuori piano, sono stati utili alcuni studi effettuati dall'Università di Adelaide. In particolare, J. VACULIK, M. GRIFFITH et al. [54, 55] hanno sottoposto alcuni pannelli murari a sollecitazioni fuori piano, registrandone la risposta ciclica: i risultati ottenuti mostrano una notevole capacità di spostamento fuori piano dei pannelli, con valori ben superiori a quelli cautelativamente adottati come limite nelle Tesi precedenti (pari al 2% dell'altezza del muro). Queste prove sperimentali verranno poi approfondite nella sezione dedicata alla modellazione del comportamento fuori piano (paragrafo 2.10).

Altre pubblicazioni hanno mostrato in modo chiaro l'influenza notevole delle condizioni al contorno sulla rottura fuori piano dei pannelli murari: in particolare, M. TONDELLI et al. [49] hanno recentemente valutato questo tema per le strutture in

muratura dotate di solai in calcestruzzo armato. Si è esaminato un edificio di quattro piani realizzato in scala 1:2, munito di pannelli murari non armati e di setti e solai in calcestruzzo armato. In particolare, nella direzione di sollecitazione del sisma sono stati disposti due setti in calcestruzzo e due maschi murari solo appoggiati al solaio; in direzione ortogonale, a completare l'edificio, erano presenti due pareti in muratura, soggette dunque a spostamenti fuori piano. Questi ultimi, in corrispondenza del terzo e del quarto piano, hanno causato la rottura di tali pareti a metà o a tre quarti della loro altezza. La direzione di sollecitazione del sisma è rimasta la stessa durante tutte le prove, ma al variare del verso sia i setti, sia i pannelli murari nel piano sono stati sottoposti alternativamente a trazione o compressione. Gli spostamenti fuori piano registrati subivano, perciò, una forte variazione, a causa delle diverse condizioni al contorno. Infatti, quando sottoposti a trazione, i setti erano incastrati ai solai, ma i maschi murari vi erano solo appoggiati, e si sono quindi sollevati assieme alle pareti fuori piano ad essi collegate, causandone spostamenti rilevanti, fino alla rottura.

Mediante questa prova sperimentale si è quindi potuto stabilire che la risposta fuori dal piano è influenzata dal vincolo verticale costituito dai solai in calcestruzzo: gli spostamenti più elevati si sono registrati, infatti, quando i maschi murari non sono più stati in grado di trasmettere sforzo assiale a causa del loro innalzamento. Nonostante ciò, il solaio può comunque fungere da vincolo rispetto ai carichi orizzontali se ben collegato alle pareti, generando una rottura fuori piano dei pannelli murari mediante la formazione di tre fessure (in analogia al meccanismo labile di una trave verticale dotata di tre cerniere): solo se anche tali connessioni vengono meno, si ha un ribaltamento completo. Infine, anche il moto relativo tra i vari solai gioca un ruolo importante, soprattutto nel caso questi siano molto rigidi, mentre per orizzontamenti più flessibili questa influenza non risulta così significativa.

In base a quanto affermato, un adeguato sistema di collegamento tra solai e pannelli murari gioca un ruolo essenziale nella risposta sismica degli edifici. Inoltre, un irrigidimento dei solai potrebbe essere raccomandabile, allo scopo di favorire il comportamento scatolare dell'edificio. Va però precisato che, nell'effettuare tale operazione, è necessario tener conto anche della composizione della muratura: se questa è piuttosto scadente, è chiaro che un simile intervento ne possa peggiorare il comportamento, come si è potuto osservare nei recenti eventi sismici che hanno colpito l'Italia centrale: in particolare, in figura 1.1 si può osservare come la sostituzione di una copertura lignea con una in calcestruzzo armato abbia comportato il completo collasso dell'edificio, mentre la copertura stessa sia rimasta di fatto integra. Pertanto, è opportuno anche agire sulla muratura, non soltanto limitando l'intervento ai solai, per evitare situazioni simili.

1.3.2 Analisi del comportamento nel piano

Per questo tipo di comportamento, il riferimento per i precedenti elaborati e per gran parte delle pubblicazioni sul tema, è costituito dal già citato lavoro di G. MAGENES e G. M. CALVI [30, 31]. Essi hanno predisposto una serie di prove sperimentali, applicando una sollecitazione ciclica su pannelli murari di varia altezza e soggetti a differente compressione assiale. I risultati di tali indagini sono particolarmente significativi, in quanto gli Autori dichiarano di aver ottenuto delle



Figura 1.1: Collasso di un edificio costruito con muratura in sasso e copertura in calcestruzzo armato [12].

caratteristiche meccaniche tipiche di una muratura antica ma ben conservata, quindi le prove condotte possono essere considerate sufficientemente rappresentative e le valutazioni effettuate applicabili ad altri casi. In particolare, se il pannello murario risulta piuttosto snello e sufficientemente compresso, la rottura più probabile è legata alla fessurazione diagonale, se molto tozzo allo scorrimento, se snello ma poco compresso, e vincolato solo alla base, interviene il ribaltamento. Tutti i meccanismi di rottura qui elencati verranno poi ripresi ed approfonditi nel capitolo successivo, al paragrafo 2.2.

Un altro contributo allo studio del comportamento nel piano, è dato dai risultati di C. ALLEN et al. [2], utilizzati in fase di validazione del modello di questo elaborato. Le proprietà meccaniche e la geometria dei provini sono totalmente diverse da quelle precedentemente discusse, tuttavia è simile non solo la modalità di conduzione della prova sperimentale, ma anche la diversa risposta registrata in funzione dell'entità del carico assiale di compressione. Pertanto, lo studio in questione si rivela molto utile, in quanto permette di osservare se il modello riesca effettivamente a simulare anche i risultati di queste prove, verificando la sua versatilità. Questa pubblicazione è, inoltre, di grande interesse anche per il tipo di provini di cui si è analizzato il comportamento: infatti, in questo caso, è stata studiata l'influenza delle aperture (porte o finestre) all'interno delle pareti. Per tale motivo, è possibile verificare l'affidabilità della modellazione tramite macro-elementi nel rappresentare anche tale situazione.

Le due pubblicazioni appena citate verranno poi opportunamente richiamate al paragrafo 2.5, in cui si tratterà la calibrazione dei macro-elementi che dovranno simulare il comportamento della muratura nel modello numerico implementato.

Ulteriori pubblicazioni di notevole interesse sono legate sia alle modalità di rottura dei maschi murari (C. CALDERINI et al. [9]), sia a studi effettuati sulle fasce di piano

(K. BEYER [7], N. GATTESCO et al. [23], G. RINALDIN et al. [45]), grazie ai quali è stato possibile tener conto anche dell'influenza dei tiranti in acciaio sulla risposta di tali elementi.

1.4 Studi effettuati sui solai in legno

Molte indagini sono di recente state effettuate sia nell'ambito dello studio del comportamento sismico dei solai lignei, sia allo scopo di testare nuove modalità di rinforzo e consolidamento (A. BRIGNOLA et al. [8], N. GATTESCO et al. [22], L. MARCHI et al. [33], M. P. NEWCOMBE et al. [37], E. ONGARETTO et al. [38], M. R. VALLUZZI et al. [56]). Per quanto concerne i temi indagati in questo elaborato e nei precedenti, di primaria importanza sono le prove sperimentali effettuate da M. PIAZZA et al. [43]: sono state confrontate diverse tecniche di consolidamento valutando di volta in volta il comportamento del solaio e la sua rigidezza nel piano. Le suddette tecniche sono già state ampiamente discusse nelle precedenti Tesi, pertanto vengono riassunte in fig. 1.2: ciascun tipo di solaio è stato poi sottoposto alla prova di laboratorio.

La campagna sperimentale effettuata è descritta e commentata in modo approfondito anche nella Tesi di Dottorato di C. BALDESSARI [3]. In ogni caso, i risultati mostrano un'elevata deformabilità del solaio realizzato mediante il tavolato semplice (com'era da attendersi) e un suo notevole irrigidimento se si utilizzano gli altri metodi, tra i quali la sovrapposizione di pannelli di compensato e la soletta in calcestruzzo armato risultano gli interventi che conferiscono la maggiore rigidezza nel piano. Anche in questo caso, viene rimarcata la primaria importanza di un idoneo sistema di connessione tra solaio e muratura, affinché la trasmissione delle forze sia il più possibile distribuita ed uniforme.

Inoltre, in aggiunta a tali valutazioni, sono dettagliatamente riportati i cicli isteretici ottenuti per le diverse tipologie di solaio analizzate: essi sono stati utilizzati in questo lavoro di Tesi per calibrare gli elementi che nel modello numerico permettono di tener conto del comportamento non lineare degli orizzontamenti.

Approfondendo questo tema, I. GIONGO [25] ha trattato nella sua Tesi di Dottorato gli effetti delle varie tecniche di rinforzo dei solai in legno sulla muratura ordinaria, svolgendo una serie di analisi statiche non lineari. Da queste simulazioni numeriche è emerso come nel caso di sollecitazioni orizzontali fortemente eccentriche il solaio rigido conferisca una resistenza d'insieme maggiore agli edifici analizzati, ma in tutte le altre situazioni le curve di capacità ottenute si sovrappongono tra loro, ossia anche irrigidendo gli orizzontamenti non si osservano miglioramenti nel comportamento globale di ogni edificio.

Un ultimo aspetto da sottolineare riguarda la corretta valutazione della rigidezza dei solai in legno. Questo tema è stato trattato da A. BRIGNOLA et al. [8]: nello studio effettuato, ripreso anche nel già citato elaborato di R. FABIAN, si suggerisce di tener conto di tre contributi essenziali per la deformabilità del solaio: la rotazione rigida delle tavole a causa dello scorrimento dei chiodi, la deformazione a taglio delle tavole e la deformazione flessionale delle stesse.

Pertanto, nel valutare la rigidezza di un orizzontamento in legno, si dovranno considerare tutte le componenti citate: sono perciò state proposte alcune formule

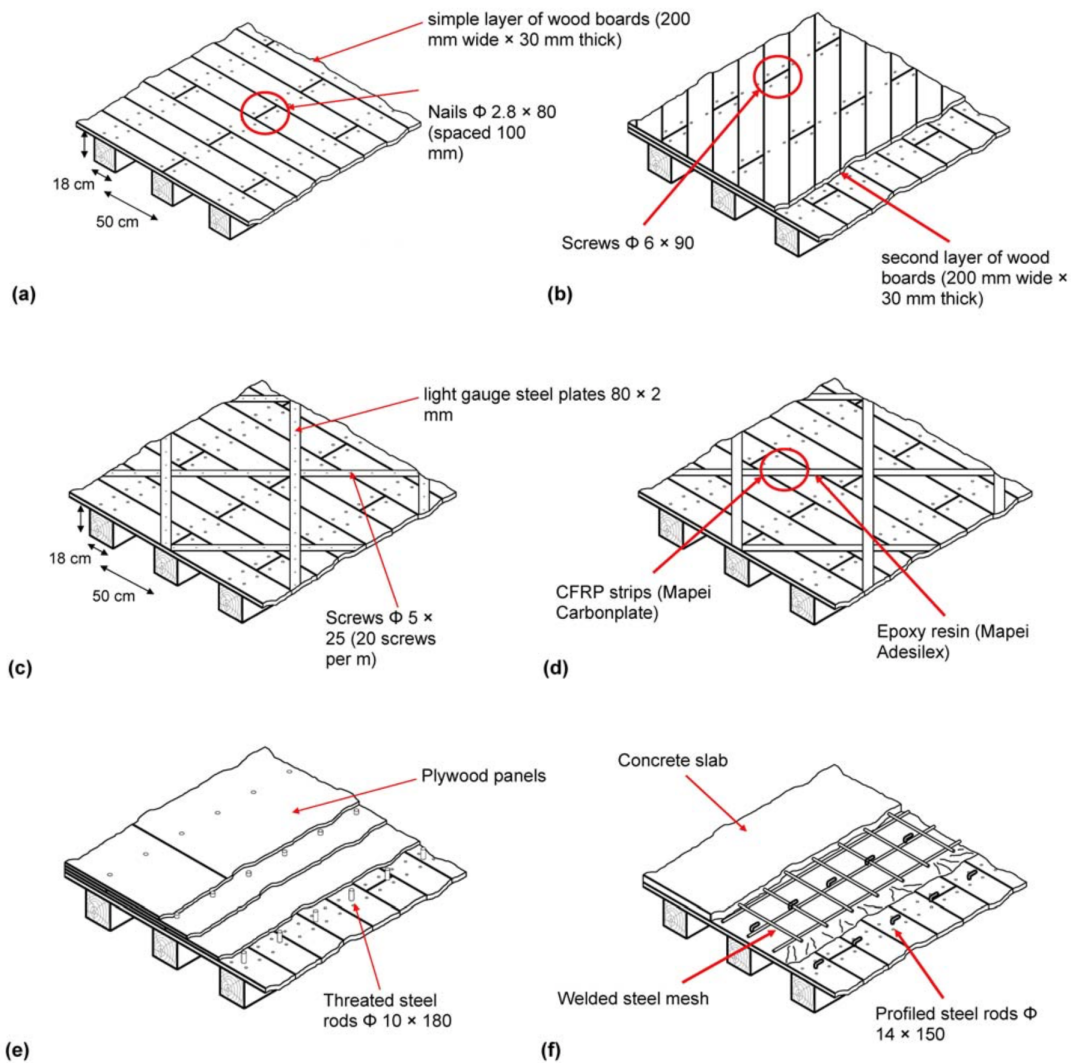


Figura 1.2: Diverse tecniche di rinforzo ed irrigidimento dei solai in legno: (a) solaio esistente con semplice tavolato; (b) sovrapposizione di un secondo tavolato inclinato di 45° rispetto al primo per mezzo di viti d'acciaio; (c) consolidamento tramite profili sottili in acciaio; (d) consolidamento mediante lamine FRP; (e) sovrapposizione di tre strati di compensato incollati; (f) soletta in calcestruzzo realizzata secondo il metodo Turrini-Piazza [42]. Le misure riportate sono in mm [43].

che hanno confermato i risultati ottenuti sia numerici, sia sperimentali, come già anticipato al paragrafo 1.2. In particolare, come riportato nel lavoro di R. FABIAN, è possibile definire per il solaio un *modulo a taglio equivalente* G_{eq} che tenga conto dei tre contributi. Considerando un solaio con tavolato semplice e con tavole interrotte in corrispondenza di ogni intersezione tra le travi e il tavolato stesso, lo spostamento totale δ dell'orizzontamento è pari a:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = \left(\frac{F}{k_{ser}} \cdot \frac{2}{s_n} + \frac{\chi F}{G A} + \frac{F l^2}{12 E J} \right) \cdot l \quad (1.1)$$

Da cui si ottiene:

$$G_{eq} = \frac{\chi F}{B t} \cdot \frac{L}{\delta} = \frac{\chi}{A} \left(\frac{l}{k_{ser} s_n^2} + \frac{\chi}{G A} + \frac{l^2}{12 E J} \right)^{-1} \quad (1.2)$$

Nelle precedenti relazioni, F è l'azione sollecitante, k_{ser} è la rigidità dei chiodi, s_n è l'interasse tra i chiodi stessi, χ è il fattore di taglio del tavolato, G è il modulo di taglio del tavolato, A è l'area delle singole tavole, E è il modulo di Young, l è l'interasse tra le travi principali.

Più in generale, per altri tipi di solaio vale la relazione:

$$G_{eq} = \frac{k L}{4 B t} \quad (1.3)$$

in cui B e L sono le dimensioni complessive del solaio, mentre k è il rapporto tra la forza e lo spostamento registrati nella curva sperimentale, in corrispondenza dello snervamento del solaio.

1.5 Studi sull'interazione tra muratura e solai

Negli ultimi anni sono state effettuate numerose indagini, allo scopo di valutare l'interazione tra pareti murarie e solai, specie nel caso di orizzontamenti flessibili. Oltre allo studio dell'interazione vera e propria, si è anche valutata l'affidabilità di alcuni tipi di analisi, come la statica non lineare, nel caso di edifici irregolari in pianta e dotati di solai flessibili (S. CATTARI et al. [13]).

L'argomento appare comunque di grande rilevanza ed attualità, dal momento che tale interazione continua ad essere indagata, essendo tipica degli edifici esistenti: si possono citare, ad esempio, i lavori di J. ALEMAN et al. [1], M. BETTI et al. [6], A. C. COSTLEY et al. [16], I. GIONGO et al. [26], Y. NAKAMURA et al. [36], J. PAQUETTE e M. BRUNEAU [41].

Un interessante studio di M. GALLONELLI [21] ha, invece, indagato la modellazione di un semplice edificio confrontando il diverso comportamento della muratura nel piano in presenza di solaio rigido, flessibile o intermedio tra i due. L'Autore ha effettuato sia analisi statiche non lineari (*pushover*), sia analisi dinamiche non lineari (*time-history*): i risultati del primo tipo di simulazione numerica mostrano un miglior comportamento del solaio rigido, in quanto garantisce una ripartizione equivalente delle sollecitazioni tra i vari pannelli su cui esso poggia. Tuttavia, tale solaio impegna maggiormente i muri stessi, portandoli al collasso: se, da un lato, ciò consente una

maggior dissipazione da parte dei maschi murari, dall'altro può risultare deleterio se la muratura non è sufficientemente resistente, giungendo a rottura ancor prima di iniziare il processo dissipativo, come già ricordato nel precedente paragrafo. Il solaio flessibile non viene considerato una soluzione ottimale poiché non ripartisce equamente le sollecitazioni sui pannelli, non li impegna fino alla rottura, e gli spostamenti elevati potrebbero provocare il collasso dei pannelli fuori dal piano. Tuttavia, se la muratura è dotata di tiranti o cordoli per limitare quest'ultima eventualità (come del resto consigliato dalla Normativa e dagli stessi G. MAGENES e G. M. CALVI), a un solaio più flessibile potrebbe essere affidato il compito della dissipazione energetica, preservando i maschi murari dal collasso, dal momento che questi risulterebbero sollecitati in misura minore.

Infine, C. C. SIMSIR et al. [48] hanno studiato l'interazione tra il comportamento fuori piano delle pareti murarie e i solai flessibili. Le modalità di rottura ottenute sono simili a quelle del caso di M. TONDELLI et al., e gli Autori propongono e confrontano tra loro diverse strategie possibili per modellare il comportamento fuori piano.

Capitolo 2

Modellazione della muratura

2.1 Generalità

In questo capitolo si andranno brevemente a richiamare innanzitutto le possibili modalità di rottura della muratura, sia nel piano, sia fuori piano. Successivamente, verranno esaminate in modo più approfondito le già citate prove sperimentali a disposizione, le quali verranno poi utilizzate in fase di calibrazione e validazione dei macro-elementi impiegati per modellare la muratura. Sulla base di tali risultati, si procederà infine ad utilizzare il macro-modello così calibrato per simulare il comportamento sismico della muratura nel modello completo dell'edificio studiato.

2.2 Modalità di rottura della muratura nel piano

2.2.1 Premessa

Si distinguono tre principali meccanismi di collasso nel piano, influenzati dalle condizioni di vincolo del pannello murario:

- rottura per schiacciamento o ribaltamento;
- rottura a taglio per fessurazione diagonale;
- rottura a taglio per scorrimento.

Le condizioni limite di vincolo della sezione di testa sono essenzialmente due: infatti, l'estremo superiore può essere libero o meno di ruotare. Tuttavia, la reale configurazione di vincolo sarà intermedia e diversa per ogni pannello, quando si considerano schemi strutturali complessi. Infatti, i pannelli murari caratterizzati da bassi valori del rapporto tra larghezza ed altezza (*pareti snelle*) e soggetti a piccoli carichi assiali, presentano una risposta di tipo prevalentemente flessionale, legata ad un meccanismo di rottura per schiacciamento e/o ribaltamento. In particolare, il comportamento flessionale si caratterizza per i cicli di isteresi molto stretti, e la parete non mostra un sensibile degrado di rigidezza o di resistenza.

Nel caso opposto di *pareti tozze* o soggette ad elevati carichi assiali, il comportamento è fondamentalmente di tipo tagliente. In questo caso si riscontrano cicli di

isteresi piuttosto contenuti, ma solo fino al raggiungimento di un valore di picco della forza, in corrispondenza del quale avviene la formazione di fessure diagonali. Oltre tale valore, si osserva un significativo degrado sia della rigidezza, sia della resistenza, con cicli di isteresi molto ampi.

Nel seguito verranno brevemente richiamati alcuni criteri di rottura legati ai meccanismi citati in precedenza.

2.2.2 Rottura per schiacciamento o ribaltamento

Le forze orizzontali agenti sul pannello murario inducono un momento flettente che varia linearmente lungo l'altezza della parete, e a cui sono associate tensioni normali di compressione e di trazione. Esse risultano massime in corrispondenza delle sezioni di estremità della parete: quando viene superata la resistenza a compressione della muratura, si manifesta lo schiacciamento. In alcuni casi, può verificarsi il ribaltamento del pannello, o di una porzione di esso, a causa della progressiva parzializzazione della sezione, non essendo questa più in grado di sostenere ulteriori incrementi di carico.

Per quanto concerne il fenomeno dello schiacciamento, la formulazione di un criterio di rottura risulta piuttosto semplice: è sufficiente considerare un pannello soggetto ad uno sforzo assiale costante, eccentrico rispetto all'asse geometrico, e ad una forza orizzontale di taglio (fig. 2.1), schematizzando la muratura come un materiale elastico lineare fino alla rottura a compressione e non reagente a trazione.

Ammettendo tali ipotesi, la condizione di rottura coincide con il raggiungimento della tensione massima ammissibile a compressione in corrispondenza dello spigolo del pannello. L'andamento effettivo delle tensioni viene sostituito con una distribuzione uniforme di intensità ridotta (*legge stress-block*), come riportato in figura.

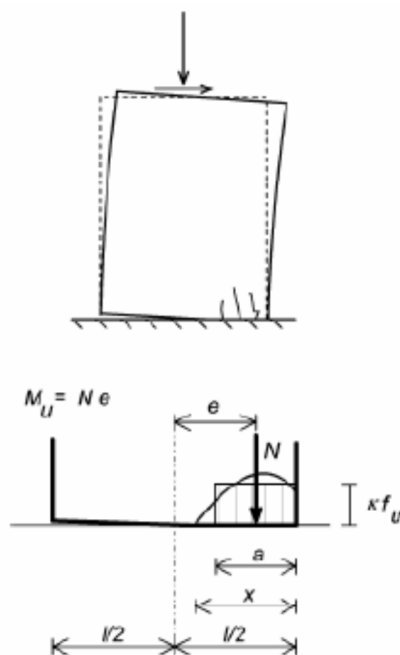


Figura 2.1: Meccanismo di rottura per schiacciamento [32].

Dall'equilibrio alla traslazione verticale risulta:

$$a = \frac{N}{\kappa f_u t} \quad (2.1)$$

Dall'equilibrio alla rotazione si ha, pertanto:

$$M_u = N \left(\frac{l-a}{2} \right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{\kappa f_u l t} \right) = \frac{\sigma_m l^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_m}{\kappa f_u} \right) \quad (2.2)$$

Nelle due precedenti espressioni, N è lo sforzo assiale complessivo alla base del pannello, a la porzione di sezione in cui le tensioni di compressione si considerano costanti, l la larghezza del pannello, t il suo spessore, f_u la resistenza a compressione della muratura ($\kappa = 0,85 \div 1$) e $\sigma_m = N/(lt)$.

Il meccanismo di ribaltamento, invece, può avvenire secondo modalità differenti a seconda della qualità della malta:

- nel caso di una muratura realizzata con malta di buone caratteristiche, il pannello si comporta come un blocco rigido che ruota attorno ad uno spigolo posto alla base dello stesso;
- in presenza di malta di qualità scadente (o in totale assenza di quest'ultima), specie se il pannello è tozzo, il collasso è caratterizzato dal distacco e dalla rotazione di una porzione di parete, a seconda della geometria della stessa e della tessitura dei mattoni.

2.2.3 Rottura a taglio per fessurazione diagonale

Il meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale si realizza quando le sollecitazioni orizzontali provocano la formazione di fessure diagonali che si estendono progressivamente a partire dalla zona centrale del pannello. La formazione delle suddette fessure si determina lungo le direzioni principali cui corrispondono le massime tensioni di compressione, poiché alla direzione ortogonale sono invece associate quelle massime di trazione.

Uno dei criteri presenti in Letteratura per valutare la resistenza a taglio di una parete soggetta a tale meccanismo di rottura si deve a V. TURNŠEK e F. CACOVIC [52]. Scaturito dall'osservazione dei risultati di diverse prove sperimentali, tale criterio si basa sull'assunzione che la rottura avvenga quando la tensione principale di trazione, nella zona centrale del pannello, eguaglia la resistenza a trazione della muratura.

L'espressione che fornisce la tensione principale di trazione in corrispondenza dell'asse del pannello si ricava facilmente, ipotizzando una distribuzione parabolica delle tensioni tangenziali lungo la sua sezione: è sufficiente poi uguagliare tale relazione alla resistenza convenzionale a trazione della muratura. Si ottiene, perciò, il valore limite del taglio sollecitante:

$$V_{u,f} = \frac{\sigma_{t,u} l t}{1.5} \sqrt{1 + \frac{p}{\sigma_{t,u}}} \quad (2.3)$$

Nella relazione riportata, $\sigma_{t,u}$ è la resistenza convenzionale a trazione della muratura, l la larghezza del pannello, t il suo spessore e p la pressione media assiale agente.

L'equazione (2.3) viene spesso riscritta in funzione di τ_k , un parametro avente riscontro fisico più immediato, e che rappresenta la tensione tangenziale media in condizioni ultime e in assenza di sforzo normale, pari a $\sigma_{t,u}/1.5 = V_{u,f}/lt$. Vale quindi, equivalentemente:

$$V_{u,f} = \tau_k l t \sqrt{1 + \frac{p}{1.5 \tau_k}} \quad (2.4)$$

Successivamente, V. TURNŠEK e P. SHEPPARD [53] hanno proposto di sostituire al fattore 1,5 presente nelle relazioni riportate un parametro b , dipendente dal rapporto geometrico tra la larghezza l e l'altezza h del pannello. Si ha, pertanto:

$$V_{u,f} = \frac{\sigma_{t,u} l t}{b} \sqrt{1 + \frac{p}{\sigma_{t,u}}} \quad (2.5)$$

o, analogamente:

$$V_{u,f} = \tau_k l t \sqrt{1 + \frac{p}{b \tau_k}} \quad (2.6)$$

D. BENEDETTI e M. TOMAŽEVIČ [4] hanno quindi suggerito i seguenti valori da attribuire al parametro b :

- $b = 1$ se $h/b \leq 1$;
- $b = h/b$ se $1 < h/b < 1.5$;
- $b = 1.5$ se $h/b \geq 1.5$.

Per la calibrazione del macro-elemento ci si riferirà all'equazione (2.6), adottando i valori del parametro b appena riportati.

2.2.4 Rottura a taglio per scorrimento

Quest'ultimo meccanismo di rottura si realizza in seguito alla formazione di piani di scorrimento lungo i letti di malta, nelle sezioni di estremità della parete. In questo caso, il criterio di rottura tradizionalmente utilizzato è quello di MOHR-COULOMB, in base al quale la tensione tangenziale limite viene espressa come somma di una costante c (coesione) e di un termine proporzionale alla tensione di compressione media $\bar{\sigma}$ nella sezione trasversale:

$$\tau_u = c + \mu \bar{\sigma} \quad (2.7)$$

Il fattore di proporzionalità μ prende il nome di *coefficiente di attrito*. Allo scopo di determinare il taglio ultimo corrispondente, è possibile supporre una distribuzione uniforme delle tensioni tangenziali e integrare l'equazione su tutta la zona di contatto $l't$, ottenendo la seguente relazione:

$$V_{u,s} = l't \left(c + \mu \frac{P}{l't} \right) \quad (2.8)$$

Per la calibrazione del macro-elemento, ci si riferirà a quest'ultima espressione per determinare il valore della forza orizzontale che comporterebbe lo scorrimento del pannello murario.

2.3 Modalità di rottura della muratura fuori piano

I meccanismi di collasso fuori piano sono essenzialmente dovuti a fenomeni locali innescati da sollecitazioni agenti in direzione ortogonale ai pannelli murari, laddove la resistenza a queste risulta sensibilmente minore. Tale fenomeno si manifesta in modo molto più probabile (e pericoloso) se mancano collegamenti adeguati lungo il perimetro dell'edificio, tra i vari pannelli, e tra i solai e gli elementi resistenti verticali.

I principali meccanismi di collasso fuori piano, riportati anche in fig. 2.2, sono legati a:

- ribaltamento semplice;
- ribaltamento composto;
- flessione orizzontale di parete;
- flessione verticale;
- ribaltamento del cantonale;
- sfondamento del timpano.

L'osservazione dei danni in edifici in muratura, a seguito di vari eventi sismici, ha confermato che i meccanismi locali di ribaltamento fuori piano si attivano molto spesso per azioni orizzontali ben inferiori alle capacità resistenti nel piano, coinvolgendo nel movimento intere pareti, porzioni di pannelli, parti sommitali ed angolate in funzione della configurazione geometrica, dei vincoli e delle azioni sollecitanti. Quest'ultimo aspetto è stato evidenziato anche da alcune prove sperimentali, con cui si è dimostrata la notevole influenza delle condizioni al contorno sul tipo di rottura e sulla resistenza, come riportato al paragrafo 1.3.1. Allo stesso tempo è stato verificato che la presenza di adeguati collegamenti tra gli elementi resistenti verticali ed orizzontali, realizzati secondo regole di buona pratica costruttiva, ha spesso evitato tali meccanismi di rottura: di rilevante efficacia, a tal proposito, si sono dimostrati anche gli usuali sistemi di rinforzo della muratura, come l'inserimento di tiranti in acciaio, di cordoli e di ammorsamenti tra le pareti.

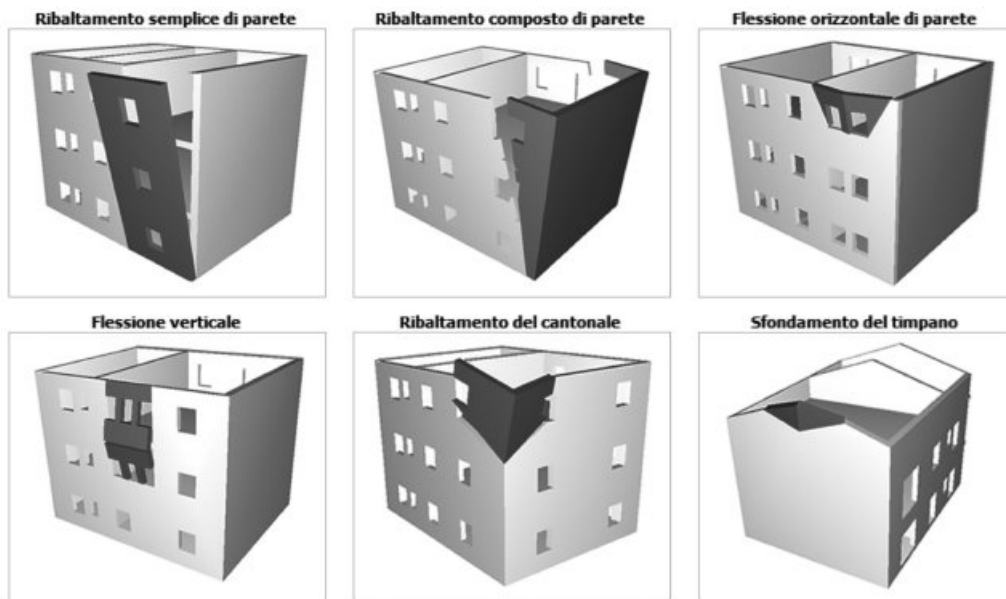


Figura 2.2: Meccanismi di collasso fuori piano della muratura [disegni di Logical Soft].

2.4 Macro-modello utilizzato

2.4.1 Generalità

La risposta sismica di strutture in muratura può essere agevolmente valutata rappresentando il materiale mediante una serie di macro-elementi [10, 11]: un modello di questo tipo è stato recentemente implementato nel software *3D-Macro* [27] e viene sfruttato sia in ambito professionale, sia accademico.

In questa sede l'implementazione del macro-modello avverrà con l'ausilio del software *OpenSees* (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*), sviluppato dall'Università di Berkeley (California) al fine di simulare il comportamento di sistemi strutturali e geotecnici sottoposti a terremoti, ed è quindi dedicato principalmente ad analisi non lineari sia di tipo statico, sia di tipo dinamico [34].

I modelli discreti (o *macro-modelli*) mirano ad una sostanziale riduzione dell'onere computazionale, in quanto l'elemento base (o *macro-elemento*) è concepito per rappresentare una porzione finita di muratura. Il modello globale della struttura, su cui poi saranno effettuate le simulazioni numeriche, viene perciò ottenuto tramite l'assemblaggio dei singoli macro-elementi: questo tipo di modellazione si colloca, quindi, tra i metodi semplificati tradizionali (*modelli a telaio equivalente*), e i metodi accurati (*modelli ad elementi finiti non lineari*), coniugando i vantaggi di entrambi.

2.4.2 Modellazione del comportamento nel piano

Il macro-modello concepito per simulare il comportamento nel proprio piano dei pannelli murari si compone, come precedentemente mostrato, da singoli macro-elementi. In particolare, ognuno di essi è costituito da un *quadrilatero articolato*, i cui vertici sono tra loro collegati da molle diagonali non lineari, mentre i lati sono costituiti da elementi *truss* infinitamente rigidi. Nel modello proposto da I. CALIÒ et al. [10],

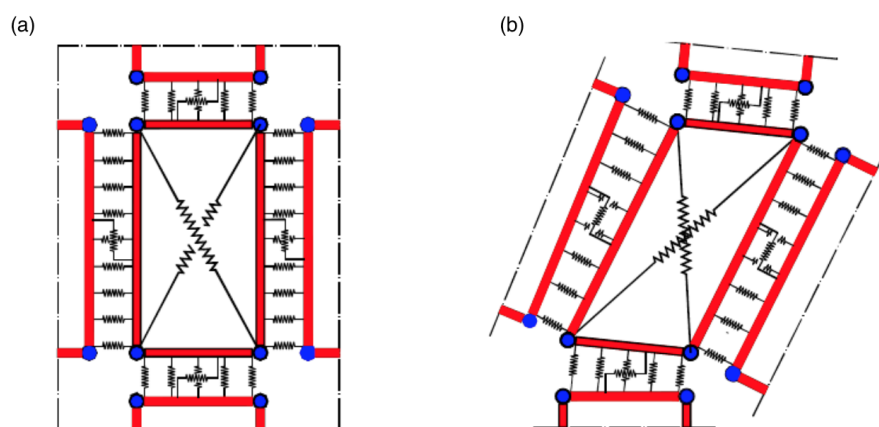


Figura 2.3: Macro-elemento utilizzato per la modellazione del comportamento nel piano della muratura: (a) configurazione indeformata; (b) configurazione deformata [27].

lungo i lati del macro-elemento sono presenti altre molle non lineari che assicurano il collegamento tra quest'ultimo e gli elementi adiacenti (fig. 2.3). In tal modo, il singolo pannello può interagire con gli altri lungo ciascuno dei suoi lati: ciò consente di modellare correttamente l'interfaccia tra parete e fasce di piano (considerando anche l'eventuale azione di confinamento che agisce in direzione orizzontale, per esempio ad opera dei tiranti), rende più agevole simulare il collegamento tra muratura ed altri elementi (come i cordoli di piano), ed infine permette di suddividere una parete in una *mesh* di macro-elementi.

Pertanto, essendo questo tipo di macro-modello molto versatile, esso risulta particolarmente vantaggioso in presenza di geometrie irregolari, ad esempio quando in un edificio sono presenti numerose aperture di diverse dimensioni.

Il comportamento della muratura nel piano, come ricordato nel paragrafo 2.2, è associato ai tre meccanismi di rottura citati: ognuno di essi sarà, quindi, rappresentato da una o più molle (fig. 2.4), il cui legame costitutivo dovrà essere opportunamente calibrato.

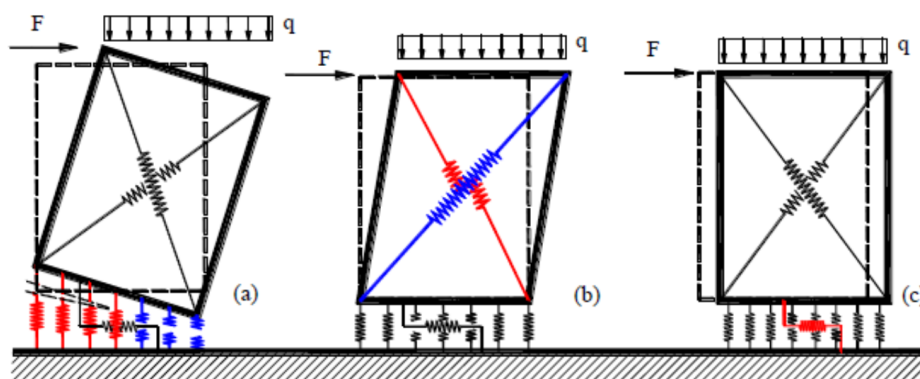


Figura 2.4: Simulazione per mezzo di un macro-elemento dei meccanismi di collasso nel piano di un pannello murario: (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento [27].

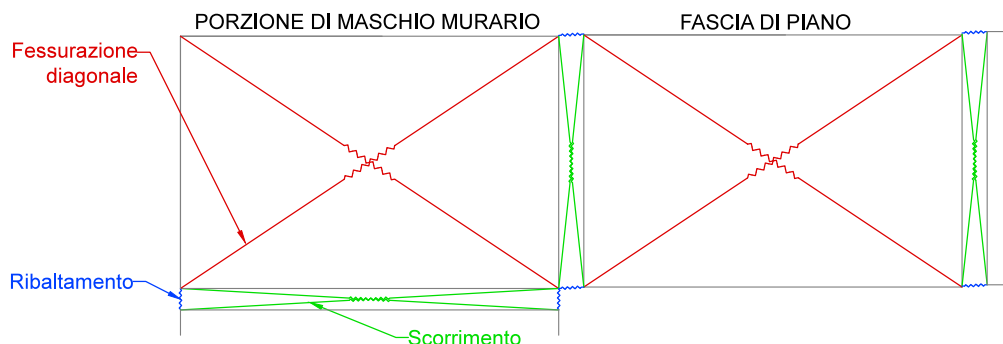


Figura 2.5: Generico macro-elemento implementato nel modello numerico.

La strategia di modellazione adottata in questo lavoro di Tesi è però più semplice: sono, infatti, presenti le molle diagonali all'interno del macro-elemento, ma non quelle lungo i suoi lati, le quali vengono concentrate sugli angoli (fig. 2.5). Nonostante tale semplificazione, il modello riesce comunque a simulare in modo accurato i tre meccanismi di rottura, come si vedrà nel seguito.

2.4.3 Comportamento fuori piano

Il macro-elemento implementato all'interno del software *3D-Macro* è molto più raffinato di quello presentato, in quanto permette di tener conto anche del comportamento fuori piano mediante altre molle da calibrare: tuttavia, un elemento così concepito, essendo tridimensionale, presenta un onere computazionale più elevato, ed inoltre sarebbe necessario valutare ulteriori legami costitutivi, di più difficile stima rispetto a quelli riferiti ai meccanismi di rottura nel piano.

Per questo motivo, il macro-elemento è in grado di rappresentare molto bene il comportamento nel piano, mentre per quello fuori piano ci si può affidare ad uno o più elementi *beam* (singoli o a graticcio) per simulare questo tipo di risposta: come si vedrà (paragrafo 2.10), questa approssimazione si può considerare accettabile e semplice da gestire, sia in termini di implementazione, sia in fase di analisi. Ciò a cui si deve prestare particolare attenzione, in un modello semplificato come quello presentato, è il valore limite dello spostamento fuori piano da assegnare agli elementi *beam*, oltre il quale il muro si considera collassato: come per gli elaborati precedenti, tale valore massimo è stato valutato come il 2% dell'altezza d'interpiano.

2.5 Prove sperimentali di riferimento

2.5.1 Prove sperimentali su pannelli murari semplici

Per la calibrazione delle molle che costituiscono i macro-elementi del modello della muratura, simulando il comportamento delle pareti nel proprio piano, ci si è riferiti, come già anticipato, alle prove sperimentali effettuate da G. MAGENES e G. M. CALVI [30, 31] su pannelli murari semplici, privi di aperture: gli Autori hanno presentato un'indagine relativa al comportamento sismico di pareti in muratura, attraverso test di taglio e compressione. In particolare, nelle pubblicazioni sono

illustrate quattro diverse prove sperimentali eseguite in laboratorio, su pannelli murari aventi le dimensioni seguenti:

- larghezza $l = 1.5$ m;
- spessore $t = 0.38$ m;
- altezza $h = 2.0$ m per due provini, $h = 3.0$ m per gli altri due.

Ciascun provino è stato sottoposto a due diversi carichi verticali di compressione assiale, applicando quindi due differenti pressioni su di esso, pari a $\sigma_1 = 0.4$ MPa e $\sigma_2 = 1.2$ MPa. In tabella 2.1 sono riportati i parametri caratteristici della muratura utilizzata, disponibili anche nelle pubblicazioni degli Autori.

Una volta applicato il carico assiale di compressione sui provini, mantenuto costante per tutta la durata della prova, questi sono stati sollecitati anche con una forza orizzontale ciclica, progressivamente crescente. Inoltre, ciascun pannello murario è stato vincolato in modo da bloccare ogni possibile rotazione, ottenendo così la condizione di incastro alla base e doppio pendolo in sommità (fig. 2.6).

Si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di tipologia di rottura per i quattro diversi provini (la nomenclatura utilizzata è la stessa riportata dagli Autori):

- Test *MI1* ($h = 2.00$ m, $\sigma = 1.20$ MPa): rottura per fessurazione diagonale;
- Test *MI2* ($h = 2.00$ m, $\sigma = 0.40$ MPa): rottura per scorrimento;
- Test *MI3* ($h = 3.00$ m, $\sigma = 1.20$ MPa): rottura per fessurazione diagonale;
- Test *MI4* ($h = 3.00$ m, $\sigma = 0.40$ MPa): rottura per fessurazione diagonale.

Per la calibrazione dei diversi tipi di molle, e la verifica del loro corretto comportamento, ci si è riferiti alle prove di laboratorio *MI2* e *MI3*. Per quest'ultima la rottura modellata è effettivamente quella per fessurazione diagonale, mentre per il caso *MI2*, come si vedrà nel seguito, si è scelto di verificare la risposta del pannello a pressoflessione, per accertarsi che anche questo tipo di collasso sia ben rappresentato dal macro-elemento.

Tabella 2.1: Parametri caratteristici della muratura utilizzata nelle prove sperimentali [30].

Tipologia di prova	Numero di provini	Valore medio [MPa]	Coefficiente di variazione
Compressione sul mattone f_b	28	19.72	8.82%
Trazione trasversale (<i>splitting</i>) sul mattone f_{bt}	29	1.26	20.28%
Compressione sulla malta f_m	15	4.33	1.84%
Trazione trasversale (<i>splitting</i>) sulla malta f_{mt}	14	0.66	8.44%
Modulo di rottura della malta f'_{mt}	15	1.59	3.47%
Trazione diretta sui giunti di malta f_{jt}	13	0.073	10.53%
Compressione sulla muratura f_u	5	7.92	20.2%
Modulo elastico della muratura E	4	2991	15.1%

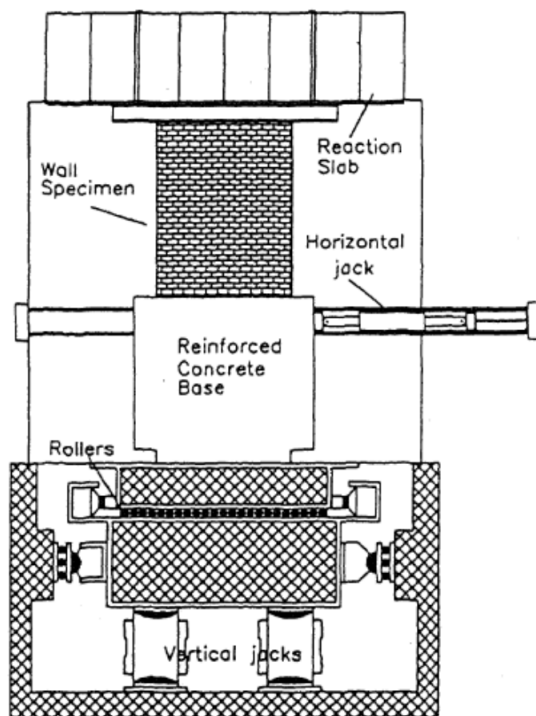


Figura 2.6: Modalità di esecuzione della prova sperimentale [30].

2.5.2 Prove sperimentali su pannelli murari con aperture

I risultati di queste prove sperimentali, svolte da C. ALLEN et al. [2], sono stati utilizzati, come già anticipato, per verificare la versatilità e l'attendibilità del macro-modello implementato. Gli Autori hanno studiato l'influenza delle aperture nella risposta nel piano di pannelli in muratura ordinaria: a tale scopo, sono stati realizzati tre diversi tipi di provini (fig. 2.7), di spessore 0.11 m. Anche in questo caso, i campioni sono stati sollecitati sia assialmente, mediante due diverse pressioni, pari a $\sigma_1 = 0.2$ MPa e $\sigma_2 = 1.0$ MPa, sia orizzontalmente, applicando via via spostamenti crescenti: grazie ad un apposito studio dell'apparecchiatura necessaria allo svolgimento dei vari test, inoltre, si è potuta lasciare la fascia di piano libera di deformarsi verticalmente, permettendo quindi di simulare piuttosto realisticamente la risposta dei pannelli.

Le proprietà caratteristiche del materiale sono riportate in tabella 2.2.

I risultati ottenuti possono essere così riassunti:

- il pannello con fascia di piano snella ha mostrato una rottura per pressoflessione, unita a fessurazione diagonale in presenza di carico assiale elevato;
- il pannello con fascia di piano tozza ha mostrato una rottura mista per pressoflessione e fessurazione diagonale con basso sforzo assiale, mentre con carico più elevato, pur rimanendo un collasso di tipo misto, la seconda è stata prevalente;
- il pannello con due fasce di piano ha mostrato una rottura per pressoflessione in entrambi i casi.

2.5. Prove sperimentali di riferimento

Tabella 2.2: Parametri caratteristici della muratura impiegata nelle prove sperimentali [2].

Parametro	Valore medio [MPa]
Resistenza a compressione della muratura f_u	9.6
Modulo elastico della muratura E	9573
Resistenza a trazione dei giunti di malta f_{jt}	0.16
Resistenza a trazione sul mattone f_{bt}	1.85

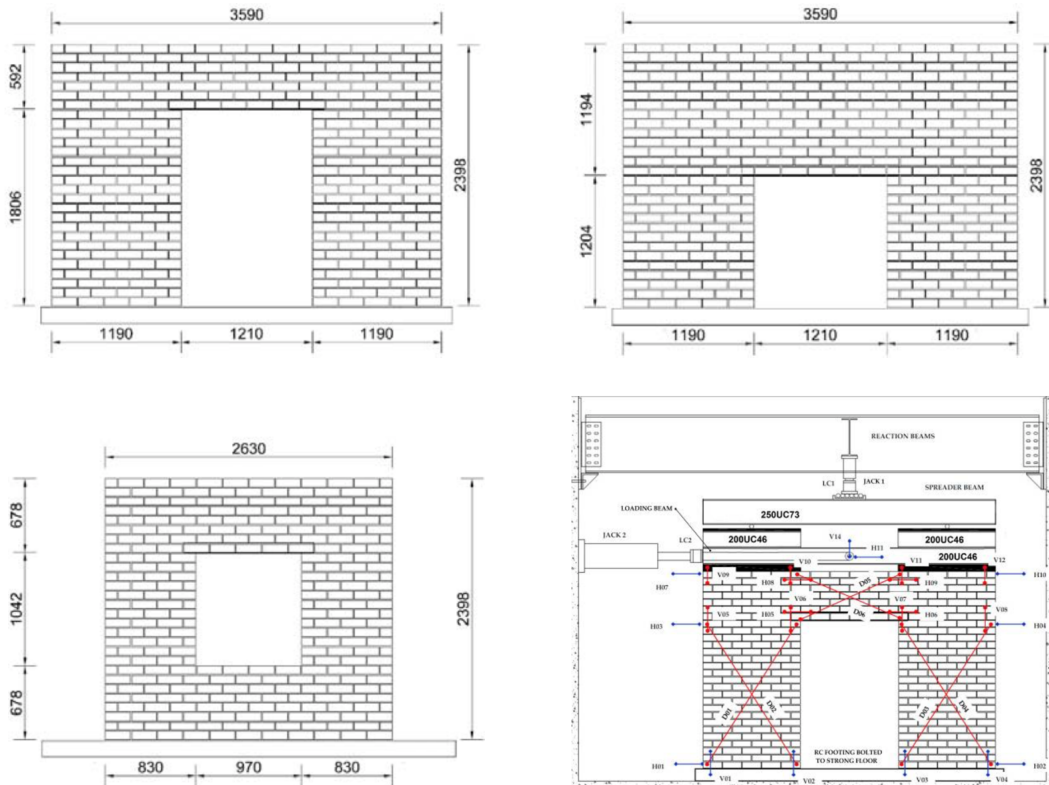


Figura 2.7: Tipologie di provini impiegati nella prova sperimentale: nell'ordine, pannello con fascia di piano snella, pannello con fascia di piano tozza, pannello con due fasce di piano, apparecchiatura utilizzata per lo svolgimento del test. Quote espresse in mm [2].

Si è osservato che le fasce di piano sono state maggiormente coinvolte in presenza di elevato sforzo normale di compressione, mentre i danni maggiori si sono verificati principalmente nei maschi murari quando i pannelli erano soggetti a scarso carico assiale.

Inoltre, com'era da attendersi, la propagazione delle fessure si è manifestata a partire dai vertici delle aperture, i quali costituiscono senza dubbio le zone più deboli dei provini esaminati.

Come già riscontrato nelle prove presentate al paragrafo precedente, la geometria dei pannelli e l'entità della compressione ne influenzano significativamente la risposta e le modalità di rottura.

Per la validazione del macro-modello implementato ci si riferirà al provino con fascia di piano tozza, soggetto al carico assiale di 1.0 MPa, in quanto rappresentativo dei pannelli murari costituenti l'edificio studiato.

2.6 Modellazione dei maschi murari

2.6.1 Generalità

Come accennato in precedenza (paragrafo 2.4), i pannelli murari vengono rappresentati da una serie di macro-elementi, costituiti da vari *truss* dotati di legame costitutivo lineare o non lineare, a seconda della tipologia.

In particolare, per simulare il comportamento nel piano si sono considerati i seguenti elementi, la cui calibrazione verrà approfonditamente trattata nel seguito:

- *truss* elastici indeformabili, cui è stata attribuita una rigidezza assiale dell'ordine di 10^{12} MPa (circa $2 \cdot 10^7$ volte quella degli altri elementi), utilizzati per costruire la geometria del macro-elemento e trasmettere direttamente sui *truss* non lineari i carichi verticali agenti, concentrando la deformazione solo in questi ultimi;
- *truss* con legami costitutivi isteretici (denominati *Hysteretic Material* nel Manuale di *OpenSees* [34]), che devono invece deformarsi e caratterizzare la risposta della muratura.

Grazie a quest'ultima tipologia di elemento è possibile definire un materiale dotato di una legge costitutiva *isteretica*, *bilineare* e *uniassiale*, che permette di tener conto del danno e del degrado di resistenza e rigidezza, una volta opportunamente tarati tutti i relativi parametri: come si vedrà, i risultati saranno piuttosto vicini a quelli ottenuti sperimentalmente.

Nel complesso, all'interno del modello numerico sono presenti sei diverse tipologie di molle con legame costitutivo isteretico, oltre ai *truss* infinitamente rigidi, allo scopo di simulare i differenti meccanismi di rottura (si ricordi la fig. 2.5):

- molle verticali \rightarrow pressoflessione del maschio murario;
- molle orizzontali \rightarrow scorrimento del maschio murario;
- molle diagonali \rightarrow fessurazione diagonale del maschio murario;
- molle orizzontali *spandrel* \rightarrow pressoflessione della fascia di piano;
- molle verticali *spandrel* \rightarrow scorrimento della fascia di piano;
- molle diagonali *spandrel* \rightarrow fessurazione diagonale della fascia di piano.

Per rappresentare, invece, il comportamento fuori piano delle pareti perpendicolari alla direzione del sisma, si sono utilizzati elementi *beam* elastico-lineari.

Tutti i parametri utili alla calibrazione sono direttamente calcolati all'interno del modello implementato: in questo modo risulta possibile, eventualmente, utilizzare il listato anche per calibrazioni o validazioni successive, semplicemente cambiando le variabili iniziali. I listati utilizzati per la fase di calibrazione sono riportati in Appendice A (sezione A.1).

I parametri caratteristici della muratura utilizzati per la taratura delle diverse molle sono riassunti in tabella 2.3, in cui con $\varepsilon_{c,y}$ e $\varepsilon_{t,y}$ si sono indicate, rispettivamente, la deformazione a compressione e a trazione allo snervamento della muratura. La

maggior parte di questi valori derivano dalle prove sperimentali di G. MAGENES e G. M. CALVI [30, 31], mentre per quanto non specificato nelle pubblicazioni si è fatto riferimento sia alle attuali *Norme Tecniche per le Costruzioni* [35], sia alla Letteratura [14].

A differenza del modello teorico, le molle verticali e orizzontali non lineari saranno applicate solo in corrispondenza dei vertici dei macro-elementi, e non anche lungo gli spigoli. Inoltre, per un motivo puramente computazionale, si è considerato uno spazio di ampiezza unitaria (1 mm) tra i singoli macro-elementi, in modo tale da poter inserire le molle per la pressoflessione e per il taglio-scorrimento. Nel seguito, si andranno ad esaminare le procedure di calibrazione delle molle verticali, orizzontali e diagonali per i maschi murari, seguite dalla necessaria validazione. Per quanto concerne, invece, la taratura delle molle relative alle fasce di piano, essa verrà ripresa al paragrafo 2.8.

2.6.2 Calibrazione delle molle verticali

Per quanto concerne le molle verticali, con cui è possibile simulare la rottura a pressoflessione e ribaltamento della parete, si considera una legge costitutiva elasto-plastica ideale in grado di rappresentare un diverso comportamento a trazione e a compressione (fig. 2.8): la muratura, infatti, si caratterizza per una resistenza a trazione molto contenuta e una più elevata resistenza a compressione. Note allora le caratteristiche meccaniche e geometriche della muratura, possono essere ricavati tutti i parametri necessari per stabilire il legame costitutivo tra tensione e deformazione e, equivalentemente, tra forza e spostamento per tali molle. Infatti, con semplici passaggi, implementati anche nel modello numerico, è possibile ricavare:

$$\varepsilon_{c,y} = f_u/E = -0.0027 \rightarrow \varepsilon_{c,u} = -0.0081 \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{t,y} = f_t/E = 0.00003 \rightarrow \varepsilon_{t,u} = 0.00005 \quad (2.10)$$

Tabella 2.3: Parametri caratteristici della muratura utilizzati per calibrare le diverse molle.

Parametro	Valore assunto
Resistenza media a compressione f_u	-7.92 MPa
Resistenza media a trazione f_t	0.1 MPa
Modulo elastico normale E (per $\sigma = f_u/3$)	2910 MPa
Deformazione ultima a compressione $\varepsilon_{c,u}$	$3 \varepsilon_{c,y}$
Deformazione ultima a trazione $\varepsilon_{t,u}$	$1.5 \varepsilon_{t,y}$
Resistenza media a taglio a compressione nulla τ_0	0.1 MPa
Modulo elastico tangenziale G	875 MPa
Coefficiente di coesione c	0.2 MPa
Coefficiente d'attrito ϕ	0.5 MPa
Peso specifico della muratura w	24 kN/m ³

I valori di deformazione ultima a trazione e compressione sono stati desunti dalla Tesi di Dottorato di B. PANTÒ [40]: grazie a tali parametri, si può risalire anche ai corrispondenti spostamenti: è tuttavia necessaria una precisazione a tal proposito, in quanto questi ultimi dipendono dalle condizioni di vincolo. Se, infatti, il pannello risulta incastrato sia alla base, sia in sommità, lo spostamento si ricava moltiplicando la deformazione per metà della sua altezza, se esso è libero di ruotare in sommità si considera invece tutta l'altezza. Anche di tale aspetto si è tenuto conto nel modello implementato, mediante un opportuno coefficiente v , che va a dividere l'altezza dei singoli macro-elementi, ed assume perciò valore 1 (estremo libero) o 2 (incastrato), come si osserva dall'espressione (2.11), riportata nel seguito.

Nella prima fase di calibrazione si sono rappresentati i maschi murari *MI2* e *MI3* mediante un unico macro-elemento: il primo verrà considerato libero di ruotare in sommità (a differenza della prova sperimentale), mentre il secondo incastrato. Il vantaggio di aver implementato tutte le formule necessarie all'interno del modello è ora evidente, potendo utilizzare lo stesso listato dopo aver effettuato soltanto alcune piccole modifiche alla geometria ed alle condizioni di vincolo del pannello. Vale allora, per ciascuno spostamento u_i , il seguente legame con la corrispondente deformazione:

$$u_i = \varepsilon_i h_s / v \quad (2.11)$$

Nell'espressione così implementata, h_s è l'altezza del *sottopannello*, per tener conto di una eventuale suddivisione in più macro-elementi: dapprima si è proceduto a considerare un singolo macro-elemento di altezza pari a quella del maschio murario sottoposto alle prove sperimentali (H), pertanto in questa prima fase $h_s = H$.

Essendo presenti soltanto due molle ai vertici del pannello, a ciascuna afferrirà metà area di base dello stesso, pertanto si ottengono i valori delle forze e dei corrispondenti spostamenti riportati in tabella 2.4; il legame costitutivo che ne deriva è invece riportato in figura 2.9.

Si precisa che l'andamento così ricavato non è esattamente elasto-plastico ideale, in quanto il software utilizzato non può computazionalmente gestirlo, pertanto si sono aumentati in modo trascurabile i valori di snervamento, allo scopo di evitare tratti di curva a pendenza nulla.

Tutti i valori ricavati derivano dalle espressioni implementate all'interno del modello, perciò essi cambieranno modificando le dimensioni del pannello, oppure suddividendo il maschio murario in più macro-elementi, come avverrà nel seguito.

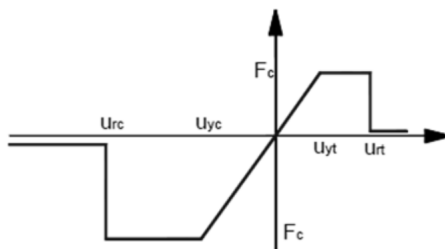


Figura 2.8: Legame costitutivo per il comportamento a pressoflessione della muratura [27].

Tabella 2.4: Valori ricavati per il legame costitutivo forza-spostamento delle molle verticali per entrambi i pannelli studiati.

PANNELLO MI2		PANNELLO MI3	
Forza [kN]	Spostamento [mm]	Forza [kN]	Spostamento [mm]
$F_{c,y} = -2257.2$	$u_{c,y} = -5.44$	$F_{c,y} = -2257.2$	$u_{c,y} = -4.08$
$F_{t,y} = 28.5$	$u_{t,y} = 0.07$	$F_{t,y} = 28.5$	$u_{t,y} = 0.05$
$F_{c,u} = -2257.3$	$u_{c,u} = -16.32$	$F_{c,u} = -2257.3$	$u_{c,u} = -12.25$
$F_{t,u} = 28.6$	$u_{t,u} = 0.10$	$F_{t,u} = 28.6$	$u_{t,u} = 0.08$

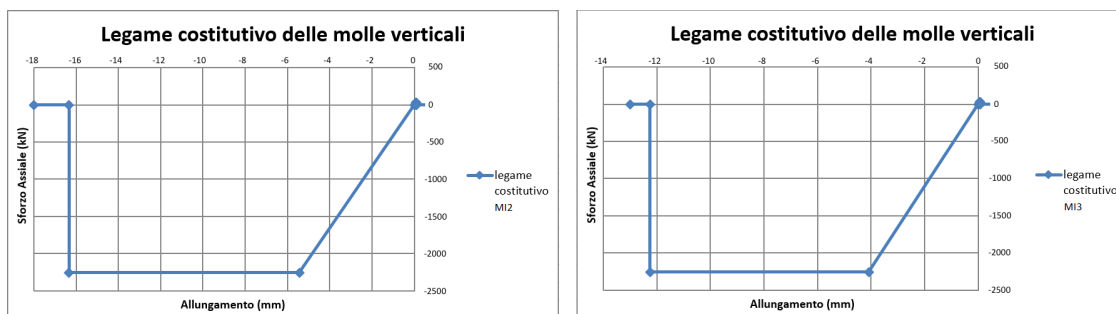


Figura 2.9: Legame costitutivo per le molle verticali dei pannelli MI2 (a sinistra) e MI3 (a destra).

Questo tipo di molle è stato validato grazie al pannello *MI2*, il quale subisce una rottura per pressoflessione, come già anticipato: il pannello *MI3*, al contrario, va a coinvolgere molto meno tali elementi, collassando per fessurazione diagonale.

2.6.3 Calibrazione delle molle orizzontali

Le molle orizzontali, così come quelle diagonali, sono state calibrate in modo da tener conto dello sforzo assiale cui è soggetto il maschio murario, essendo il taglio resistente dipendente dalla compressione verticale.

Mediante le molle orizzontali è possibile simulare gli scorrimenti tra pannelli a contatto tra loro o con il suolo: si sono perciò inserite alla base di ogni macro-elemento due molle con legge costitutiva simmetrica, non dovendo così inserire un'unica molla, dotata tuttavia di caratteristiche resistenti differenti per trazione e compressione. Anche in questo caso si è utilizzato un legame elasto-plastico ideale, andando però sempre ad evitare tratti di pendenza nulla, come si è già effettuato per le molle verticali.

Poiché la rottura per taglio-scorrimento del pannello è fortemente legata al carico verticale che su di esso insiste e all'attrito, la resistenza limite è stata determinata utilizzando il criterio di MOHR-COULOMB (discusso al paragrafo 2.2.4). La resistenza ultima di ciascuna molla è, perciò, data dalla seguente relazione, implementata anch'essa nel modello:

$$V_{u,s} = \frac{cA + \phi N}{n_o} \quad (2.12)$$

Capitolo 2. Modellazione della muratura

I parametri c e ϕ hanno il significato già definito precedentemente, A è l'area di base del pannello, N è il carico verticale totale di compressione alla base e n_o il numero di molle orizzontali alla base del maschio murario (nel caso specifico, quindi, $n_o = 2$).

Per la valutazione degli spostamenti ultimi, essi si considerano pari a quelli valutati da G. MAGENES e G. M. CALVI, ossia a circa lo 0.5% dell'altezza d'interpiano (nel nostro caso, si è assunto 0.535% per una maggiore concordanza con le prove sperimentali), mentre allo snervamento si ha in genere una grande dispersione di valori. Tuttavia, sulla base delle prove sperimentali di riferimento, lo spostamento allo snervamento è circa 1/10 di quello di collasso.

Si ottengono quindi i parametri riassunti in tabella 2.5, mentre i grafici dei legami costitutivi per entrambi i pannelli sono riportati in figura 2.10: in questo caso, il valore dello sforzo resistente risulta molto diverso, in quanto si ha una notevole differenza nell'entità della compressione cui sono sottoposti i due maschi murari. È opportuno tuttavia sottolineare che, siccome in *OpenSees* si è scelto di operare con valori di tensione e deformazione, i legami costitutivi tra forza e spostamento appena definiti saranno così modificati nel modello:

- si attribuisce a tutti gli elementi *truss* (sia quelli rigidi, sia le molle verticali, orizzontali, diagonali) un'area *unitaria*: il valore della tensione raggiunta resta dunque il medesimo della forza;

Tabella 2.5: Valori ricavati per il legame forza-spostamento delle molle orizzontali per entrambi i pannelli studiati.

PANNELLO MI2	
Forza [kN]	Spostamento [mm]
$F_{t,y} = -F_{c,y} = 120.84$	$u_{t,y} = -u_{c,y} = 1.07$
$F_{t,u} = -F_{c,u} = 120.841$	$u_{t,u} = -u_{c,u} = 10.70$
PANNELLO MI3	
Forza [kN]	Spostamento [mm]
$F_{t,y} = -F_{c,y} = 238.26$	$u_{t,y} = -u_{c,y} = 1.61$
$F_{t,u} = -F_{c,u} = 238.261$	$u_{t,u} = -u_{c,u} = 16.050$

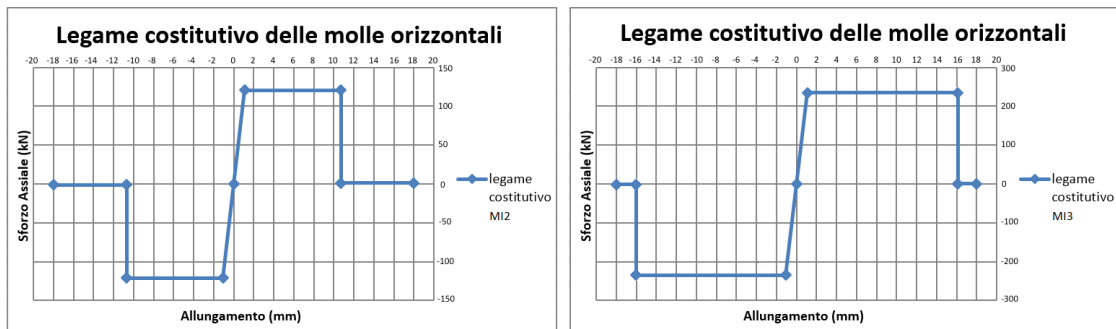


Figura 2.10: Legame costitutivo per le molle orizzontali dei pannelli MI2 (a sinistra) e MI3 (a destra).

- tutti gli spostamenti sono ricondotti alle corrispondenti deformazioni dividendo questi per la lunghezza dell'elemento considerato.

Da quanto appena precisato si evince subito come, nel caso precedentemente discusso delle molle verticali, il legame forza-spostamento coincida con quello tensione-deformazione, in quanto anche la lunghezza di tali elementi risulta unitaria.

2.6.4 Calibrazione delle molle diagonali

Le molle diagonali simulano il meccanismo di rottura a taglio-fessurazione diagonale del pannello murario: in questo caso, come è stato già precedentemente anticipato nel paragrafo 2.2.3, per la valutazione del taglio ultimo di progetto si è adottato il criterio di TURNŠEK-CACOVIC, perciò si ha:

$$V_{u,f} = V_k \sqrt{1 + \frac{N}{bT_k}} \quad (2.13)$$

Nella relazione (2.13), b è il parametro che considera la snellezza dell'elemento (si ricorda che $1.0 \leq b \leq 1.5$), $V_k = \tau_0 A$ è il taglio resistente in assenza di sforzo normale e N è il carico verticale totale di compressione alla base.

In questo caso, il superamento dello sforzo di taglio ultimo comporta una riduzione progressiva della rigidezza e della resistenza quando la muratura è soggetta a carichi ciclici: il legame costitutivo più adeguato è dunque di tipo elasto-plastico rammollente, caratterizzato da un ramo di *softening*. Si è assunto, visti anche i risultati delle prove sperimentali disponibili, un comportamento simmetrico a trazione e compressione: in particolare, si sono ottenuti i parametri riportati in tabella 2.6, i quali danno luogo ai legami costitutivi rappresentati in figura 2.11. Il valore della forza tale per cui il degrado raggiunto è talmente elevato da portare al collasso, si è assunto pari al 70% di $V_{u,f}$ dalla semplice osservazione delle prove sperimentali: è chiaro che, se il degrado dovesse essere più contenuto o più rapido, tale valore può essere variato all'interno del modello.

Infine, è necessario specificare un ulteriore parametro β , indice del danno della muratura, il quale controlla di fatto l'ampiezza del ciclo d'isteresi: nel caso in esame, è stato scelto $\beta = 0.8$, poiché tale valore ha permesso di ottenere cicli isteretici maggiormente conformi a quelli ottenuti sperimentalmente.

Tabella 2.6: Valori ricavati per il legame forza-spostamento delle molle diagonali per entrambi i pannelli studiati.

PANNELLO MI2	
Forza [kN]	Spostamento [mm]
$F_{t,y} = -F_{c,y} = 99.18$	$u_{t,y} = -u_{c,y} = 0.29$
$F_{t,u} = -F_{c,u} = 69.43$	$u_{t,u} = -u_{c,u} = 6.42$
PANNELLO MI3	
Forza [kN]	Spostamento [mm]
$F_{t,y} = -F_{c,y} = 196.21$	$u_{t,y} = -u_{c,y} = 0.47$
$F_{t,u} = -F_{c,u} = 137.35$	$u_{t,u} = -u_{c,u} = 7.18$

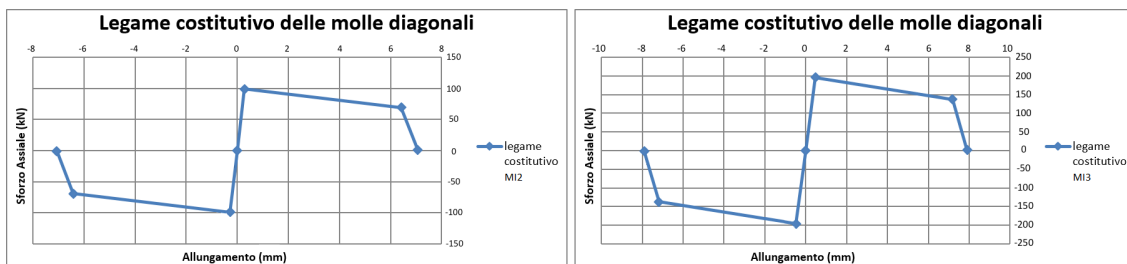


Figura 2.11: Legame costitutivo per le molle diagonali dei pannelli *MI2* (a sinistra) e *MI3* (a destra).

2.7 Validazione del modello per i maschi murari

2.7.1 Premessa

La validazione del macro-modello costruito mediante gli elementi appena descritti è stata effettuata, come già sottolineato, per due diversi maschi murari sottoposti alle prove sperimentali di cui al paragrafo 2.5.1, ossia i pannelli *MI2* e *MI3*:

- per quanto riguarda il primo, sperimentalmente si è osservata una rottura combinata per taglio-scorrimento e ribaltamento, dipendente dalle condizioni di vincolo imposte (schema incastro-bipendolo): nel caso della modellazione, si è scelto invece di mantenere libera la sommità del muro, in modo da valutare solo il comportamento a pressoflessione e la correttezza della calibrazione anche per tale meccanismo di rottura, verificando che la rigidezza elastica fosse comunque corretta;
- il secondo pannello, invece, è stato interessato da una rottura per fessurazione diagonale, ed è tra i due il più importante, viste le dimensioni che lo caratterizzano, tipiche dei maschi murari di un edificio reale.

2.7.2 Validazione del maschio *MI2*

Come si osserva (fig. 2.12), il ciclo ottenuto con il modello numerico presenta la medesima rigidezza in campo elastico rispetto a quello sperimentale: è noto, inoltre, che la rottura a pressoflessione comporta cicli isteretici molto stretti e con pochissima dissipazione energetica, come viene evidenziato anche dall'analisi numerica; l'unica differenza riguarda proprio la diversa tipologia di collasso, come già ricordato.

Appare opportuno, avendo scelto di ricondursi ad una rottura a pressoflessione, confrontare lo sforzo tagliante limite ottenuto mediante il modello numerico con quello calcolato analiticamente.

Lo sforzo assiale di compressione totale agente alla base del pannello vale:

$$N = w t l h + \sigma t l = 255.36 \text{ kN} \quad (2.14)$$

Infatti, $w = 24 \text{ kN/m}^3$, $t = 380 \text{ mm}$, $l = 1500 \text{ mm}$, $h = 3000 \text{ mm}$, $\sigma = 0.4 \text{ MPa}$, come riportato già in precedenza. Perciò, la tensione media assiale alla base risulta:

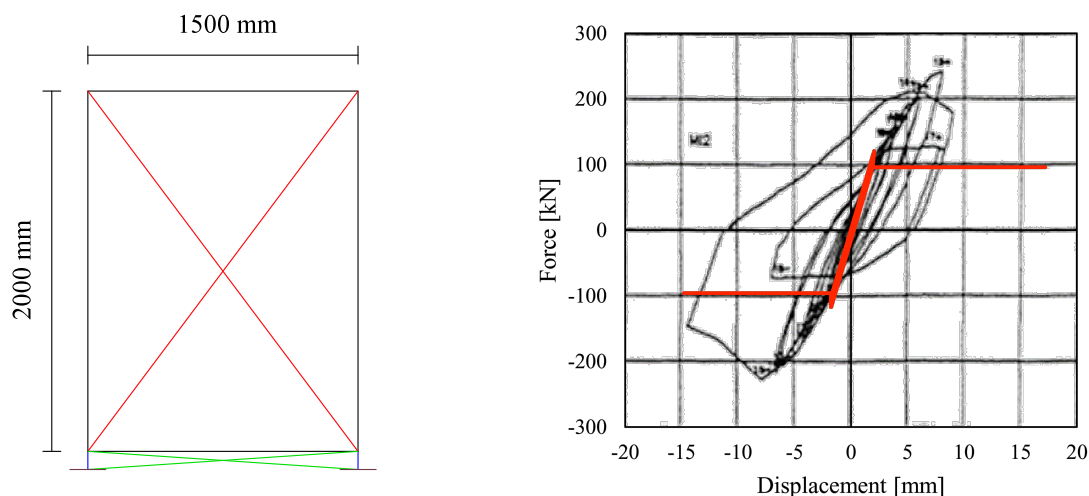


Figura 2.12: Rappresentazione del pannello MI2 mediante il macro-elemento calibrato e confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e ciclo ottenuto dal modello numerico (in rosso).

$$\sigma_m = N/(tl) = 0.45 \text{ MPa} \quad (2.15)$$

Allora, utilizzando l'equazione 2.2 riportata nel paragrafo 2.2.2, si ricava:

$$M_u = 178.77 \text{ kNm} \rightarrow T_u = M_u/h = 89.39 \text{ kN} \quad (2.16)$$

Si nota subito che il valore così ottenuto è minore di circa il 7% di quello numerico, pari a 95.73 kN: ciò è legato principalmente all'impossibilità del modello di considerare l'eccentricità dello sforzo normale, vista la presenza di due sole molle verticali ai vertici del macro-elemento. Essendo tuttavia la differenza molto contenuta, si ritiene la calibrazione comunque valida, in quanto riesce a rappresentare adeguatamente la rottura a pressoflessione.

Il listato completo del modello numerico con cui sono stati ottenuti i risultati appena discussi è riportato in Appendice A (paragrafo A.1.1).

2.7.3 Validazione del maschio MI3

In questo caso, la rottura per fessurazione diagonale registrata durante la prova sperimentale è stata simulata anche mediante il modello numerico, ottenendo un'ottima concordanza tra i due cicli (fig. 2.13). A conferma ulteriore di quanto riscontrato, si è osservato che le uniche molle ad entrare in campo non lineare sono state proprio quelle diagonali, mentre tutte le altre sono rimaste in campo elastico.

In seguito (fig. 2.14) si è svolta la medesima analisi, suddividendo il maschio murario in tre sottopannelli, ottenendo i medesimi risultati: si conferma, pertanto, la versatilità del modello implementato, in grado di ricalibrare tutti i parametri in funzione della nuova geometria adottata. La suddivisione in più sottopannelli dei maschi murari risulta particolarmente utile anche nelle successive analisi, in quanto

permette di inserire le fasce di piano, ed è proprio per questo che si è scelto di validare il pannello *MI3* utilizzando tale configurazione. Per quest'ultimo caso, al fine di ridurre il tempo necessario all'analisi numerica e raggiungere più facilmente la convergenza, non si è utilizzato il classico *algoritmo di Newton*, bensì quello di *Krylov-Newton*, nel quale si sfrutta un'accelerazione del metodo ordinario basata sui sottospazi di Krylov [44].

Il listato completo del modello numerico con cui sono stati ottenuti i risultati appena discussi è riportato in Appendice A (paragrafi A.1.2, A.1.3).

2.8 Modellazione delle fasce di piano

2.8.1 Generalità

Le fasce di piano sono state modellate come pareti in grado di resistere ai carichi orizzontali e al solo peso proprio, dal momento che il solaio trasmette tutti i carichi verticali direttamente ai pannelli murari portanti.

Inoltre, per l'implementazione del modello numerico si è tenuto conto anche di quanto riportato nelle *Norme Tecniche per le Costruzioni* [35] al paragrafo 4.5.4 (*Organizzazione strutturale*), relativamente all'utilizzo degli incatenamenti nelle strutture in muratura:

Devono [...] essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli.

Possono, in particolare, essere utilizzate le seguenti tipologie di tiranti:

- attivi* la sollecitazione di trazione è impressa in tutto o in parte all'atto della messa in opera del tirante;
- passivi* la sollecitazione di trazione nasce come reazione a seguito della deformazione della struttura.

Nel caso in esame, si è assunta la presenza di tiranti passivi, posti alle estremità superiore ed inferiore delle fasce di piano, allo scopo di impedirne la rottura per pressoflessione e di evitare il ribaltamento fuori piano delle pareti murarie.

Per valutare la resistenza delle fasce di piano, si è fatto riferimento ancora alle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, che nel paragrafo 7.8.2.2.4 (*Travi in muratura*) riportano alcune formulazioni utili per trattare questi elementi: ciò che emerge è la possibilità di considerare la fascia di piano, assoggettata alla compressione orizzontale dovuta all'azione T del tirante, come un semplice maschio murario su cui insiste un carico assiale proprio pari a T .

Perciò, nel modello numerico, è sufficiente inserire semplicemente il carico orizzontale T legato ai tiranti e calcolare di conseguenza tutti i parametri relativi alle molle delle fasce di piano, come si è operato nel caso dei maschi murari, soggetti invece al carico N . Le differenze, rispetto a quanto implementato per questi ultimi, sono dovute a due fattori fondamentali:

2.8. Modellazione delle fasce di piano

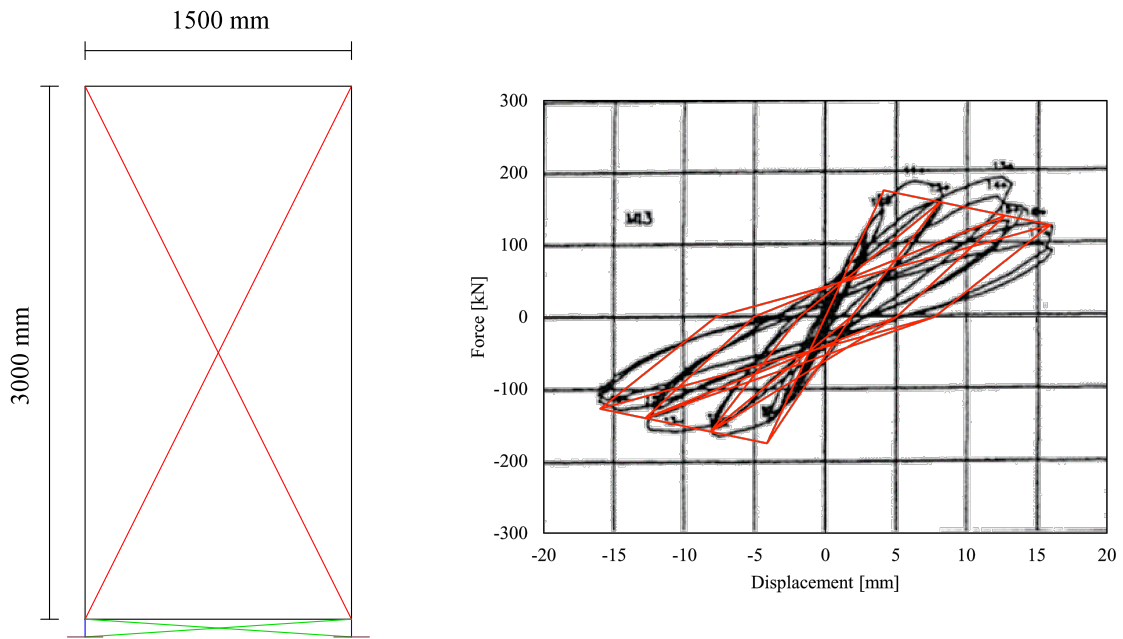


Figura 2.13: Rappresentazione del pannello MI3 mediante il macro-elemento calibrato e confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e ciclo ottenuto dal modello numerico (in rosso).

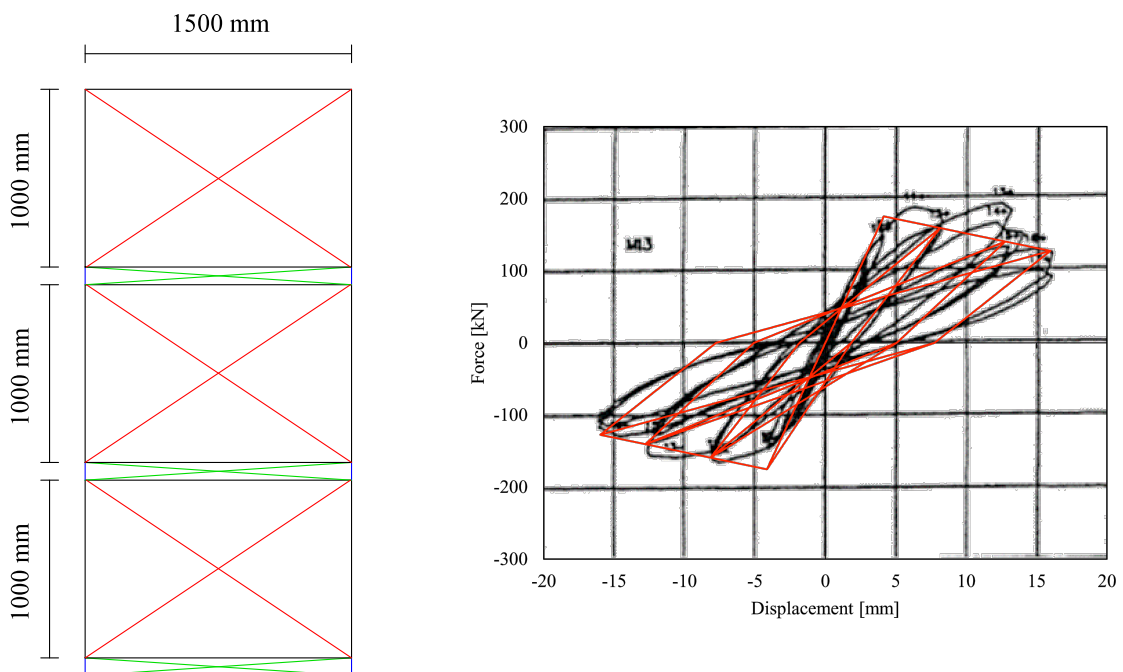


Figura 2.14: Rappresentazione del pannello MI3 mediante tre macro-elementi; il ciclo ottenuto dall'analisi numerica (in rosso) ricalca nuovamente quello sperimentale (in nero).

- la resistenza a compressione orizzontale è legata in genere allo sfilamento dei mattoni, ed è per questo minore di quella verticale; tale parametro viene, infatti, ragionevolmente assunto pari a $0.5 f_u$ [15];
- la resistenza allo scorrimento verticale è, invece, notevolmente maggiore di quella orizzontale a causa dell'ingranamento dei mattoni, perciò per le fasce di piano essa è stata calcolata analogamente al caso dei maschi murari, ma incrementando il valore limite del taglio di dieci volte; in questo modo è possibile tener conto, anche se approssimativamente, del fatto che una simile rottura generalmente non avvenga, in quanto subentrano meccanismi di collasso la cui resistenza è di molto inferiore, come la fessurazione diagonale o lo schiacciamento.

La presenza dei tiranti verrà considerata, tuttavia, soltanto per la modellazione dell'edificio, con uno sforzo $T = 150$ kN, mentre per la validazione si assumerà $T = 0$, in quanto la prova sperimentale di cui al paragrafo 2.5.2 è stata svolta senza l'utilizzo di alcun sistema di rinforzo.

2.8.2 Calibrazione delle molle orizzontali delle fasce di piano

Per la calibrazione di queste molle, valgono le medesime considerazioni riportate nel paragrafo 2.6.2: anche il legame costitutivo è lo stesso, ma il valore dello sforzo limite di compressione risulta dimezzato, per quanto osservato in precedenza. Inoltre, per quanto concerne il calcolo degli spostamenti ultimi, nell'implementazione di tutte le formule necessarie non si è utilizzata l'altezza dell'elemento, come per il maschio murario, bensì la sua *larghezza*, dato che in questo caso il ribaltamento è di tipo *orizzontale*.

2.8.3 Calibrazione delle molle verticali delle fasce di piano

Anche in questo caso, sia la legge costitutiva assunta, sia le modalità di valutazione del taglio resistente mediante il criterio di MOHR-COULOMB sono le stesse riportate nel paragrafo 2.6.3. Le differenze sono legate alla diversa entità dello sforzo normale (ora pari a T e non a N), all'area da considerare (in questo caso quella *trasversale* della fascia di piano) e alla maggiorazione di dieci volte del taglio ultimo ottenuto, a causa dell'ingranamento dei mattoni. Quest'ultimo incremento di resistenza è apparso ragionevole ed è stato utilizzato anche negli elaborati precedenti: peraltro, dall'osservazione di edifici in muratura danneggiati a seguito di sismi molto intensi si constata come le fasce di piano siano soggette soprattutto a fessurazione diagonale (eventualmente unita a schiacciamento) in presenza di adeguati tiranti, che quindi rendono la rottura a scorrimento verticale molto meno probabile.

2.8.4 Calibrazione delle molle diagonali delle fasce di piano

Nella taratura di queste molle si è nuovamente utilizzato il criterio di TURNŠEK-CACOVIC, con le medesime ipotesi di cui al paragrafo 2.6.4, sostituendo il valore di T allo sforzo assiale N . Nel modello implementato, è possibile utilizzare come coefficiente di danno β un valore diverso da quello dei maschi murari, ma per semplicità non si è

applicata tale differenza: le formule e le leggi costitutive impiegate per tutti i calcoli sono dunque le medesime, ma basate (come già specificato per le molle verticali delle fasce di piano) sull'area *trasversale* del pannello.

2.9 Validazione di un pannello con apertura

2.9.1 Premessa

Allo scopo di validare ulteriormente il modello, si è studiato il pannello dotato di fascia di piano tozza di cui al paragrafo 2.5.2. La muratura utilizzata per la prova sperimentale è di qualità superiore rispetto a quella impiegata per lo studio del comportamento dei maschi murari semplici, perciò nel modello si sono inseriti i nuovi parametri di resistenza e deformabilità, secondo le indicazioni degli Autori [2]: ove vi fossero caratteristiche non specificate, si sono assunti valori ragionevoli e leggermente superiori a quelli utilizzati per la validazione delle prove sperimentali di G. MAGENES e G. M. CALVI. Anche il legame costitutivo delle molle diagonali è stato tarato nuovamente, in quanto la muratura impiegata ha manifestato un degrado molto più lento. Al di là di queste variazioni nelle caratteristiche meccaniche, le formulazioni utilizzate all'interno del modello restano comunque le medesime descritte per i casi precedenti.

In Appendice A (paragrafo A.1.4) è riportato il listato del modello così implementato, che può quindi essere confrontato anche con quello del maschio murario semplice.

2.9.2 Confronto tra risultati sperimentali e numerici

Nella pubblicazione di riferimento, gli Autori indicano per il pannello con fascia di piano tozza, soggetto ad una compressione di 1.0 MPa, una rottura complessiva per fessurazione diagonale prevalente, unita a pressoflessione.

Dal confronto tra il ciclo ottenuto sperimentalmente e quello ricavato dall'analisi numerica (fig. 2.15), il modello si dimostra versatile ed affidabile, poiché risulta in grado di simulare piuttosto correttamente l'andamento della prova. Quest'ultima è un'indicazione importante, in quanto una tipologia simile di pannello con apertura verrà utilizzato nell'edificio studiato, anche se in quel caso per i parametri di resistenza e deformabilità ci si riferirà ad una muratura più scadente, ossia quella adottata in sede di calibrazione. Tuttavia, avendo provato che il modello numerico può simulare realisticamente anche un caso più complesso in cui è presente una fascia di piano, peraltro priva di tiranti, i risultati ottenuti nelle successive analisi possono ritenersi attendibili.

Infine, è bene sottolineare un accorgimento utilizzato nella modellazione allo scopo di ricondursi perfettamente alle condizioni della prova sperimentale: come si può anche osservare dal listato riportato in Appendice A (paragrafo A.1.4), i due nodi posti in sommità dei maschi murari e confinanti con le fasce di piano sono collegati da un ulteriore elemento *truss* rigido, che funge unicamente da distanziatore, poiché nei test effettuati l'applicazione dello spostamento è avvenuta su entrambi i pannelli, con la fascia di piano libera invece di ruotare (paragrafo 2.5.2).

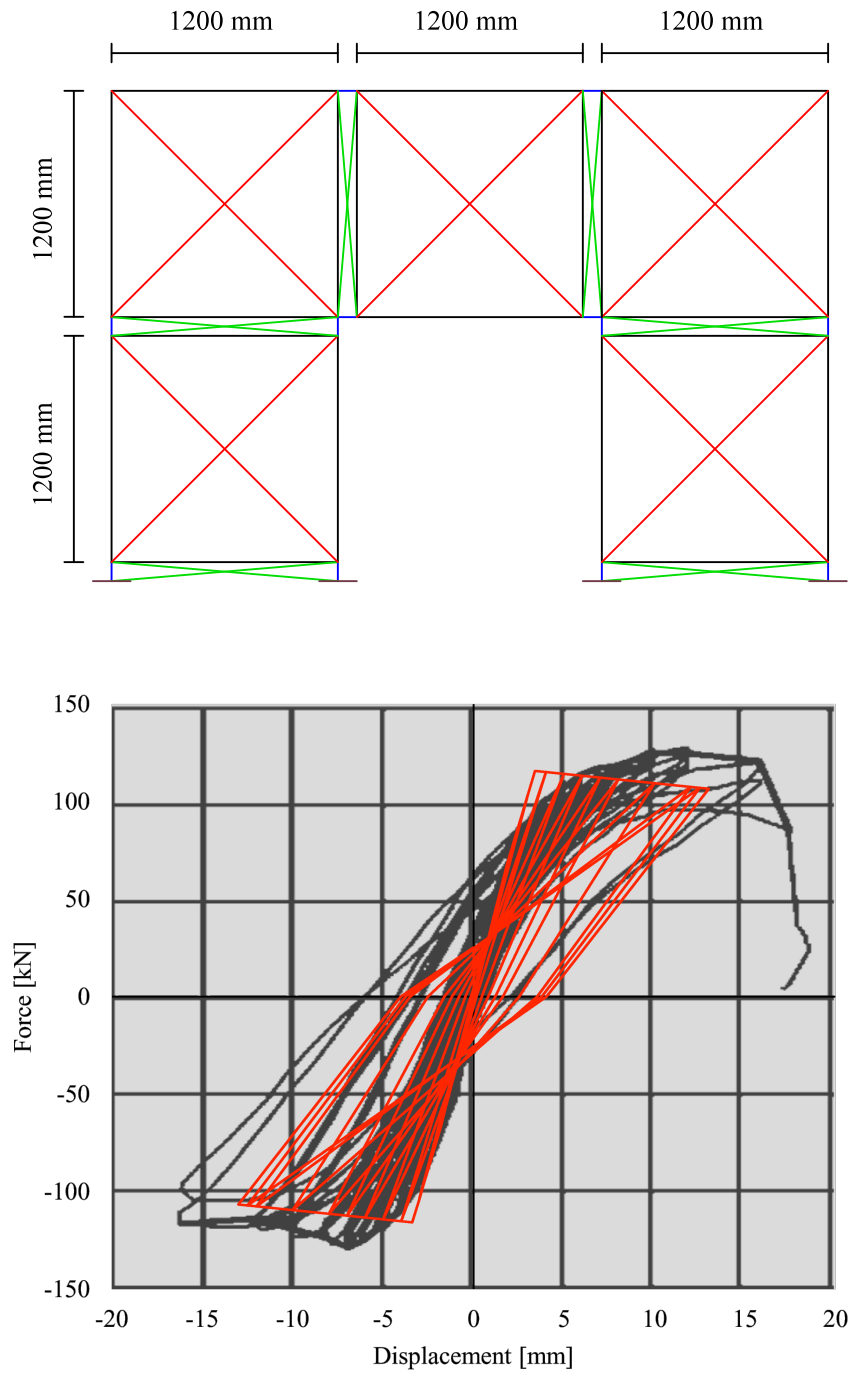


Figura 2.15: Rappresentazione del pannello murario con fascia di piano tozza mediante il macro-modello implementato e confronto tra i valori sperimentali (in nero) e numerici (in rosso).

2.10 Modellazione del comportamento fuori piano

Il comportamento fuori piano sarà modellato, come già anticipato, mediante un graticcio di elementi *beam*: dal momento che verrà assunto il limite di spostamento pari al 2% dell'altezza d'interpiano, la rigidità da assegnare a tali elementi dovrà essere opportunamente ridotta, in modo da tener conto della fessurazione, del comportamento post-elastico e del degrado.

In particolare, a tal proposito si sono rivelate molto utili per la valutazione della suddetta rigidità le già citate prove sperimentali effettuate da J. VACULIK et al. [54, 55], concernenti lo studio del comportamento fuori piano della muratura non armata. I pannelli murari sono stati vincolati tenendo conto delle possibili condizioni al contorno riscontrabili nella realtà, ossia incastrati ai lati ad altri pannelli (quindi *ammorsati*), e liberi di ruotare all'estremità superiore ed inferiore. Gli elementi così concepiti sono stati sottoposti, oltre ad un test su tavola vibrante, anche ad una prova ciclica in controllo di spostamenti, la quale ha dato risultati particolarmente interessanti: le pareti testate, nonostante il degrado della muratura fosse ormai avanzato, hanno mostrato una buona capacità di spostamento (fig. 2.16), raggiungendo valori molto elevati (fino a 90 mm), specie se si considera il loro ridotto spessore.

Tuttavia, dal momento che gli elementi utilizzati nel modello sono elastico-lineari (allo scopo di ridurre l'onere computazionale), è necessario assumere come rigidità quella cui compete lo spostamento ipotizzato: essa sarà dunque una opportuna frazione di quella elastica. Anche in questo caso la prova sperimentale può essere d'aiuto, ricordando tuttavia che essa è riferita a pannelli murari sottili (110 mm): poiché gli spessori delle pareti analizzate sono ben maggiori di tale valore, anche la rigidità assegnata dovrà tenerne conto opportunamente.

La resistenza di una parete fuori piano dipende essenzialmente dai seguenti parametri:

- lo sforzo di compressione cui essa è soggetta;
- la sua sezione;
- il progressivo degrado che essa è in grado di sopportare.

Nel caso specifico, alcuni pannelli murari testati da J. VACULIK et al. presentano uno sforzo di compressione di 0.1 MPa, molto simile a quello cui sono soggette le pareti fuori piano degli edifici studiati nel capitolo 4. Tuttavia, tale compressione va tenuta in considerazione soltanto per gli elementi *beam* verticali, mentre è assente per quelli orizzontali, non essendo questi assoggettati ai carichi del solaio. Alcune prove degli stessi Autori sono state effettuate su pannelli murari scarichi, ed è stato perciò possibile ricondursi ad esse per la corretta assegnazione del modulo elastico degli elementi *beam*.

In particolare, poiché la compressione verticale è approssimativamente la medesima e la sezione viene semplicemente definita dal momento d'inerzia, il modulo elastico E permette di tener conto del degrado del materiale, riconducendosi alla rigidità corrispondente allo spostamento limite assunto del 2% dell'altezza d'interpiano. Dal momento che il degrado progressivo della parete dipende dalla sua flessibilità fuori

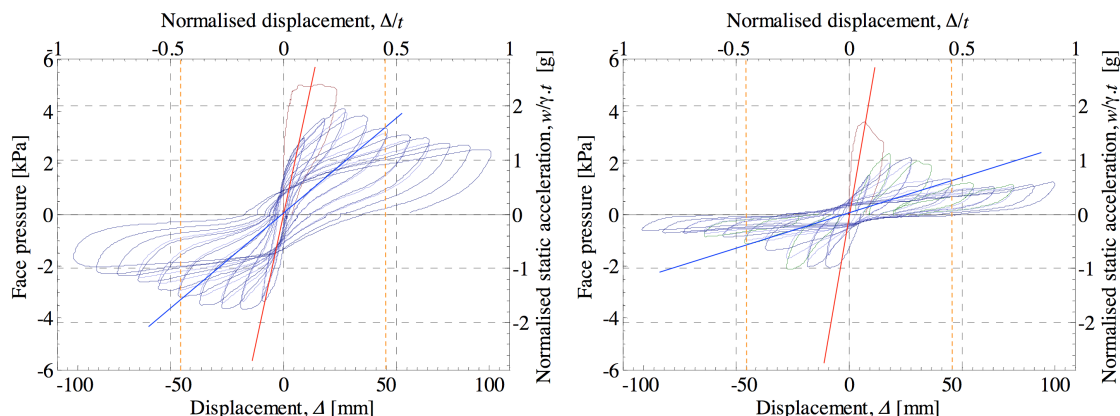


Figura 2.16: Prova ciclica fuori piano su una parete di dimensioni $4000 \times 2500 \times 110$ mm soggetta a compressione $\sigma = 0.1$ MPa (a sinistra) e non compressa (a destra) [55]. Nei grafici sono evidenziate le rigidzze elastiche iniziali (in rosso), quelle corrispondenti al limite di spostamento del 2% dell'altezza (in blu) e il limite stesso (in arancione).

piano, per ricavare un valore coerente di E a partire dalle prove sperimentali si è scelto di confrontare la snellezza delle pareti analizzate con quella dei test effettuati.

Nella prova sperimentale, il pannello murario presenta uno spessore di 110 mm e un'altezza di 2500 mm, perciò è possibile calcolare la snellezza della parete secondo la relazione:

$$\lambda_{sperimentale} = 2500/110 = 22.73 \quad (2.17)$$

Invece, negli edifici studiati nel capitolo 4, le pareti presentano spessori di 250, 320 e 380 mm, altezza di 3000 mm e larghezza di 5000 o 8000 mm, a seconda dei casi. Per gli elementi *beam* verticali ci si ricondurrà alla prova sul pannello murario compresso, mentre per quelli orizzontali il riferimento sarà costituito dal test sulla parete scarica. Le snellezze orizzontali e verticali ottenute sono presentate in tabella 2.7. Successivamente, l'assegnazione del modulo elastico avviene secondo l'espressione seguente:

$$E_{beam} = E_{sperimentale} \frac{\lambda_{sperimentale}}{\lambda_{beam}} \quad (2.18)$$

Si sottolinea che questo metodo è sicuramente semplificato ed approssimato, perciò i valori ottenuti sono sempre stati arrotondati per difetto, in modo da non sovrastimare il valore di E . Il vantaggio di questa formulazione è però quello di tener conto del maggiore degrado cui è sottoposta una parete di spessore contenuto, in quanto più flessibile rispetto ad una più massiccia, a parità di altezza. Sono stati assegnati, perciò, i valori di modulo elastico riportati in tabella 2.8, a partire dai valori di $E_{sperimentale}$ equivalenti allo spostamento limite ricavati nelle suddette prove, pari a circa $E_{iniziale}/5$ nel caso di muro compresso e a circa $E_{iniziale}/17.5$ per la parete scarica (fig. 2.16). Si ricorda che il valore di E cui ci si riferisce in tabella

2.10. Modellazione del comportamento fuori piano

è pari a 2910 MPa, in accordo con quello utilizzato durante la calibrazione dei macro-elementi. Pertanto, nei vari casi studio presentati, il modulo elastico della muratura è stato ridotto mediante i diversi fattori riportati, inserendo tali valori nel modello implementato.

Gli elementi verticali del graticcio sono stati vincolati alla base mediante cerniere cilindriche, in modo da lasciare libera la rotazione fuori piano, rispecchiando in modo realistico il comportamento delle pareti.

Un'ultima considerazione riguarda l'influenza dinamica delle pareti fuori piano sul resto della struttura: la loro massa è perciò stata sia concentrata sui soli orizzontamenti degli edifici studiati, sia distribuita sui vari nodi del graticcio di elementi *beam*.

La differenza riscontrata non è stata rilevante, e non si sono osservati fenomeni di mutua oscillazione dei nodi del graticcio, perciò si è adottata la medesima strategia di modellazione in presenza o in assenza delle pareti fuori piano, concentrando la massa delle stesse sul solaio: in questo modo si sono modellati coerentemente tutti gli edifici, ottenendo comunque una simulazione abbastanza accurata del comportamento fuori piano, quando se ne è valutata l'influenza dinamica. Quanto appena anticipato verrà poi richiamato ai paragrafi 4.2.2 e 4.3.6.

Tabella 2.7: Snellezze delle pareti fuori piano corrispondenti alle diverse configurazioni analizzate.

t [mm]	$\lambda_{\text{verticale}}$ ($h = 3 \text{ m}$)	$\lambda_{\text{orizzontale}}$ ($l = 5 \text{ m}$)	$\lambda_{\text{orizzontale}}$ ($l = 8 \text{ m}$)
250	12.00	20.00	32.00
320	9.38	16.67	25.00
380	7.89	13.16	21.05

Tabella 2.8: Moduli elastici assegnati agli elementi *beam* verticali ed orizzontali nelle diverse configurazioni analizzate.

t [mm]	$E_{\text{verticale}}$ ($h = 3 \text{ m}$)	$E_{\text{orizzontale}}$ ($l = 5 \text{ m}$)	$E_{\text{orizzontale}}$ ($l = 8 \text{ m}$)
250	$E/3$	$E/16$	$E/25$
320	$E/2.3$	$E/13.5$	$E/20$
380	$E/2$	$E/10$	$E/17$

Capitolo 3

Modellazione dei solai in legno

3.1 Tipologie di solai indagate

In questo elaborato si è scelto di seguire l'impostazione delle Tesi precedenti, considerando tre diverse tipologie di consolidamento di solai in legno, oltre al classico orizzontamento costituito da un tavolato semplice poggiante sulle travi portanti. Queste tecniche di rinforzo sono comunemente utilizzate nelle ristrutturazioni di edifici storici, e si diversificano per il grado di irrigidimento che conferiscono al solaio.

Perciò, le quattro diverse tipologie di solaio che saranno analizzate risultano le seguenti:

- Solaio con *tavolato semplice*;
- Solaio *rinforzato con tavolato a 45°*;
- Solaio *rinforzato con lamine in acciaio*;
- Solaio *rinforzato con soletta in calcestruzzo armato*.

Tutte le caratteristiche degli orizzontamenti sono state desunte dalle prove sperimentali effettuate presso l'Università degli Studi di Trento da M. PIAZZA et al. [43], grazie alle quali è stato possibile calibrare opportunamente il modello numerico.

3.2 Prove sperimentali di riferimento

3.2.1 Modalità di esecuzione delle prove

Le citate prove sperimentali eseguite hanno permesso di analizzare il comportamento nel piano dei solai lignei rinforzati mediante diverse tecniche.

I campioni utilizzati per le prove hanno dimensioni 5.00×4.00 m, in modo da potersi avvicinare alle reali geometrie dei solai che spesso caratterizzano gli edifici storici, essendo gli interventi di rinforzo dedicati a questo ambito. Lo schema statico adottato nei test consiste in una piastra bloccata lateralmente da due cerniere posizionate a metà del lato minore di 4.00 m: questo permette la rotazione dei lati del solaio attorno ad esse, garantendo un comportamento simmetrico dell'orizzontamento.

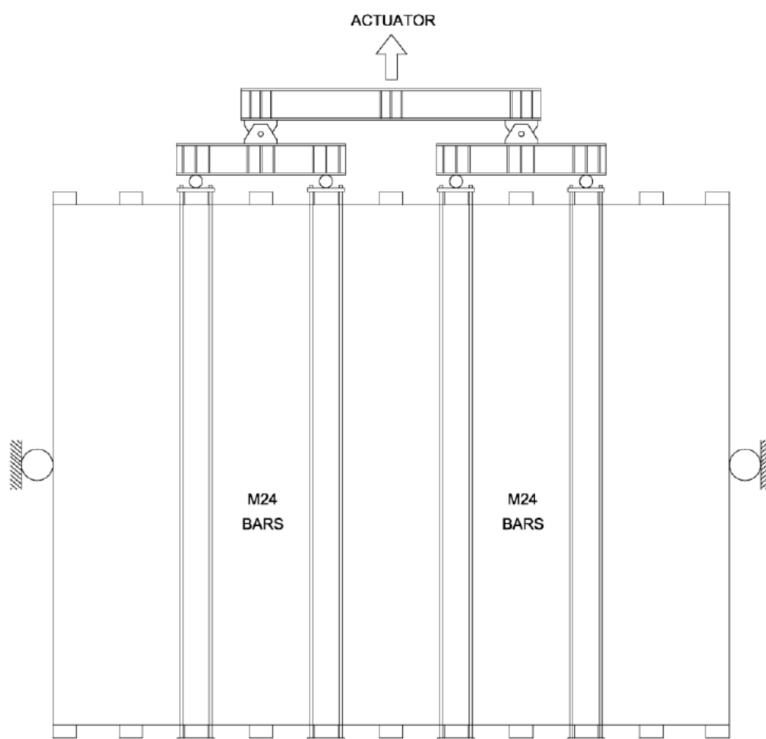


Figura 3.1: Schema della prova sperimentale eseguita sui diversi tipi di solai [3].

Per tener conto dell'ancoraggio perimetrale del solaio alla muratura sono state applicate delle lamine in acciaio S 275 lungo il perimetro del provino.

La prova realizzata in laboratorio è di tipo ciclico e il carico è applicato da un martinetto idraulico in corrispondenza della testa di quattro delle undici travi principali costituenti il solaio. La forza viene impressa alle travi del solaio mediante un sistema isostatico di quattro punti, costituito da una trave principale HEB 240, avente lunghezza 2.30 m, e da due travi secondarie HEB 240, che misurano invece 1.30 m. La trave principale è direttamente collegata alla testa del martinetto, il quale applica il carico a metà della sua lunghezza: inoltre, tale trave è connessa a quelle secondarie mediante due cardini, trasferendo il carico ad esse e quindi, tramite delle piastre, alle travi lignee del solaio (fig. 3.1).

Durante la prova si sono monitorati gli spostamenti del solaio in corrispondenza delle teste delle travi principali e gli spostamenti trasversali dei suoi angoli, con l'ausilio di una serie di trasduttori di spostamento ed estensimetri.

Maggiori dettagli sull'esecuzione delle diverse prove effettuate sui solai sono riportati nel lavoro di C. BALDESSARI [3], in cui sono presenti ulteriori dati sui materiali e i risultati delle prove, oltre a quanto riportato nel seguito.

3.2.2 Solaio con tavolato semplice

Il solaio in esame, come anticipato, ha dimensioni in pianta di 5.00×4.00 m ed è definito da undici travi principali, aventi una sezione di 180×180 mm² e una lunghezza di 4.20 m, realizzate in legno GL24c di seconda categoria. L'interasse tra le travi interne è di 50 cm, mentre quello rispetto alle travi esterne misura 51 cm.

Il tavolato semplice è costituito da tavole in legno massiccio di classe C22, dotato di una sezione trasversale di $20 \times 3 \text{ cm}^2$ e avente lunghezza variabile in funzione della posizione sul solaio; la connessione tra tavole e travi principali è garantita da viti di diametro 10 mm e altezza 160 mm, posizionate con un interasse di 30 cm.

Gli Autori hanno anche determinato la rigidezza che il solaio è in grado di garantire, pari a 1.18 kN/mm.

3.2.3 Solaio rinforzato con tavolato a 45°

Questo primo metodo di consolidamento del solaio consiste nella realizzazione di un secondo tavolato in legno al di sopra di quello iniziale, composto da tavole aventi sezione $20 \times 3 \text{ cm}^2$, disposto però con una inclinazione di 45° rispetto alla direzione longitudinale della travatura esistente.

La connessione tra i due tavolati è stata realizzata mediante viti di diametro 6 mm e altezza 90 mm, andando a disporre due viti per ogni intersezione tra le tavole appartenenti ai due diversi livelli di tavolato.

Come si osserverà meglio nel seguito, già un semplice intervento come questo comporta un buon aumento di resistenza e rigidezza dell'orizzontamento: infatti, quest'ultima risulta ora pari a 16.16 kN/mm.

3.2.4 Solaio rinforzato con profili sottili in acciaio

La seconda tipologia di rinforzo dei solai esistenti consiste nell'utilizzo di lamine in acciaio incrociate e tra loro ortogonali, posizionate con un'inclinazione di 45° al di sopra del solaio con tavolato semplice, in modo da formare una maglia $70 \times 70 \text{ cm}$. Le lamine sono realizzate in acciaio S 235 e presentano una sezione di $80 \times 2 \text{ mm}^2$, mentre la loro lunghezza risulta variabile tra 1.55 m e 5.66 m.

Per quanto concerne le connessioni utilizzate, il collegamento di ciascuna lamina al tavolato semplice viene realizzato tramite il posizionamento di viti aventi diametro di 5 mm e lunghezza di 25 mm.

La rigidezza del solaio così consolidato risulta ulteriormente aumentata rispetto al caso precedente, attestandosi a 32.08 kN/mm.

3.2.5 Solaio rinforzato con soletta in calcestruzzo armato

L'ultima tipologia di rinforzo è stata molto utilizzata in passato e consiste nella realizzazione di una soletta in calcestruzzo armato, di spessore pari a 5 cm, al di sopra del tavolato esistente e collegata direttamente alle travi che sostengono l'orizzontamento (Metodo Turrini-Piazza [42]).

Per completare l'opera è necessario ancorare la soletta alla muratura esistente disponendo barre in acciaio B 450 C aventi diametro di 16 mm, in parte annegate nel getto di calcestruzzo e in parte infisse nella muratura con angolazione negativa di 45° . In particolare, l'infissione nella muratura avviene solo dopo aver realizzato gli opportuni fori, e per il riempimento si utilizza malta bicomponente ad alta resistenza.

L'intervento è laborioso, con bassa possibilità di reversibilità, e aumenta di molto sia il peso del solaio, sia (soprattutto) la sua rigidezza: in quest'ultimo caso si ha un valore di 72.69 kN/mm, il più elevato in assoluto.

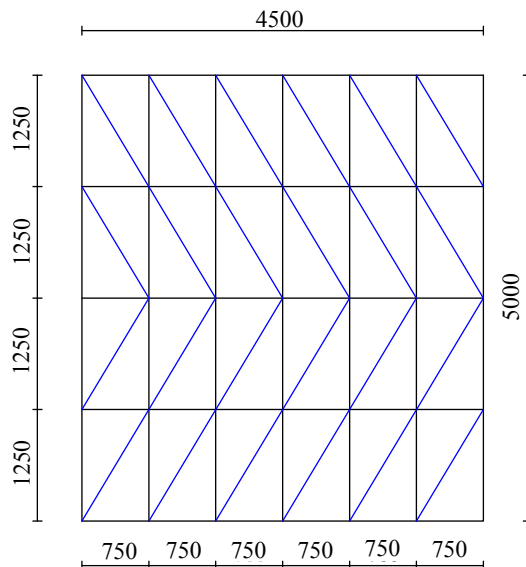


Figura 3.2: Modellazione del solaio in legno tramite truss elastici infinitamente rigidi (in nero) e molle diagonali opportunamente calibrate (in blu). Le misure sono in mm.

3.3 Modello numerico implementato

3.3.1 Premessa

La modellazione dei solai viene effettuata nuovamente con l'ausilio del software *OpenSees*, rappresentando gli orizzontamenti (di dimensioni in pianta 5.0×4.5 m) mediante una maglia di moduli rettangolari di ampiezza 1.0×0.75 m definiti da opportuni *truss* elastici indeformabili (rigidezza assiale pari a circa 10^6 volte quella degli elementi deformabili). Ogni modulo è caratterizzato dalla presenza di una molla diagonale a cui sono attribuite le caratteristiche dello specifico solaio studiato: si ha perciò una configurazione simile a quella del macro-modello impiegato per la muratura (fig. 3.2). Infine, il solaio così rappresentato è vincolato tramite l'applicazione di due cerniere nei nodi a metà del lato di 4.5 m per riprodurre fedelmente le condizioni di vincolo della prova sperimentale. Si è scelta una maglia così fitta poiché nelle successive analisi sismiche ad ogni nodo del solaio verrà associata una massa, e una buona distribuzione dei pesi sismici assicura un comportamento più realistico.

Il comportamento della specifica tipologia di solaio è dunque legato a quello delle molle diagonali, le quali sono state definite attraverso il modello denominato *Pinching₄*, che ben rappresenta la risposta ciclica tipica degli orizzontamenti in legno. Questo modello non lineare, infatti, riesce a simulare ottimamente il comportamento dissipativo dei collegamenti metallici tra gli elementi che compongono il solaio ligneo, e che danno luogo proprio al cosiddetto *effetto pinching*, ossia una diminuzione dell'ampiezza del ciclo d'isteresi, dopo la prima sequenza di carico, in corrispondenza dell'origine degli assi nel diagramma tra tensione e deformazione, dovuta al rifollamento del legno.

Le connessioni utilizzate, come chiodi e viti, possiedono un'elevata resistenza e garantiscono una notevole facilità di messa in opera; inoltre, il loro impiego è possibile sia per i collegamenti diretti legno-legno, sia per giunzioni in cui sono

necessarie anche apposite piastre metalliche opportunamente forate. La risposta dei collegamenti metallici è funzione del comportamento dei materiali che li compongono, ossia il legno e l'unione metallica: esistono, infatti, vari meccanismi di collasso che si possono verificare, assumendo (secondo la Teoria di K. W. JOHANSEN [28]) un comportamento *rigido-plastico* sia per il legno che per il connettore:

- rifollamento del legno davanti al connettore;
- rifollamento del legno e formazione di una cerniera plastica nel connettore;
- rifollamento del legno e formazione di due cerniere plastiche nel connettore (meccanismo in assoluto più duttile e dissipativo);
- rifollamento del legno e rotazione rigida del connettore.

In particolare, la resistenza a rifollamento del legno è funzione della sua capacità di maturare deformazioni localizzate per schiacciamento in corrispondenza della connessione: ciò dipende dalla geometria e dalla meccanica del collegamento, dalle caratteristiche del chiodo o della vite (come le dimensioni del gambo e del foro) e dalle peculiarità del legno. Per quanto concerne lo snervamento del connettore, esso dipende invece dalle proprietà geometriche del gambo (forma e sezione) e dal tipo di acciaio utilizzato.

L'*effetto pinching* è legato al fatto che, applicando ad una giunzione una sollecitazione orizzontale ciclica, si verifica il rifollamento del legno nell'immediato intorno del connettore: quest'ultimo, a causa della conseguente ovalizzazione del foro, nei successivi cicli perde il contatto diretto con il legno stesso. Pertanto, il connettore esibisce un comportamento flessionale privo di contrasto e molto meno rigido, che dà luogo al particolare fenomeno citato.

La curva utilizzata nel modello numerico per rappresentare l'*effetto pinching* è composta complessivamente da quattordici rami (fig. 3.3):

- otto rami (quattro nel primo quadrante e altri quattro nel terzo quadrante del piano cartesiano) definiscono la curva di involuppo (*backbone curve*) che rappresenta il comportamento del materiale integro: il primo tratto costituisce il ramo elastico, il secondo e il terzo rappresentano il comportamento plastico di *hardening*, il quarto è invece di *hardening* o di *softening* fino alla rottura;
- sei rami rappresentano il ciclo di *pinching* vero e proprio, legato al degrado delle caratteristiche della connessione, con una conseguente diminuzione di energia dissipata.

Si può osservare come, dopo il primo ingresso in campo plastico, la deformazione maturata nel legno per effetto del rifollamento persista e influenzi anche i cicli di carico successivi, causando uno scorrimento tra i connettori ed il legno stesso prima che si ripristini il contatto: come già anticipato, tale fenomeno è responsabile dell'*effetto pinching* (letteralmente *pizzicamento*), che conferisce ai cicli isteretici la caratteristica configurazione *ad ali di farfalla*, legata al restringimento che si osserva nella parte centrale del ciclo.

Il modello *Pinching4* viene quindi definito dalla seguente serie di parametri (valutati per ogni tipologia di solaio a partire dai dati forniti dalle prove sperimentali):

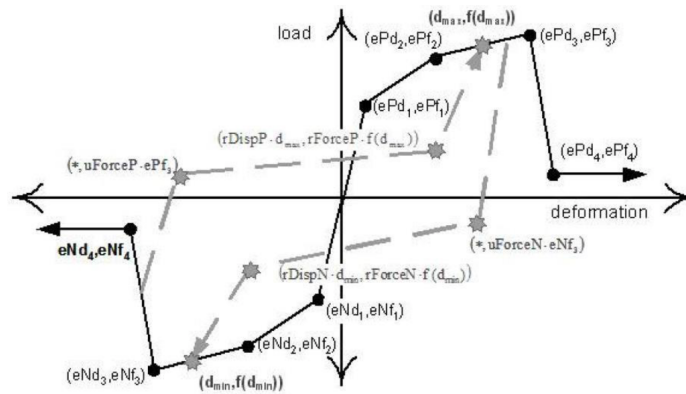


Figura 3.3: Modello Pinching4 implementato nel software OpenSees [34]; la curva d'involuppo è rappresentata in nero, il ciclo di pinching in grigio.

- \$ePfi** coordinate y definite dai valori delle forze relative alla curva d'involuppo positiva ($i = 1, 2, 3, 4$);
- \$ePdi** coordinate x definite dai valori delle deformazioni relative alla curva d'involuppo positiva ($i = 1, 2, 3, 4$);
- \$eNfi** coordinate y definite dai valori delle forze relative alla curva d'involuppo negativa ($i = 1, 2, 3, 4$);
- \$eNdi** coordinate x definite dai valori delle deformazioni relative alla curva d'involuppo negativa ($i = 1, 2, 3, 4$);
- \$rDispP** valore che definisce la coordinata x , dato dal rapporto tra la deformazione alla quale si verifica il ricarico e la massima deformazione della storia di carico richiesta;
- \$rForceP** valore che definisce la coordinata y , dato dal rapporto tra la forza alla quale si verifica l'inizio del ricarico e la forza corrispondente alla massima deformazione della storia di carico richiesta;
- \$uForceP** valore che definisce la coordinata y , dato dal rapporto tra la forza sviluppata durante lo scarico del carico negativo e la massima forza sviluppata durante il carico monotono;
- \$rDispN** valore che definisce la coordinata x , dato dal rapporto tra la deformazione alla quale si verifica il ricarico e la minima deformazione della storia di carico richiesta;
- \$rForceN** valore che definisce la coordinata y , dato dal rapporto tra la forza alla quale si verifica l'inizio del ricarico e la forza corrispondente alla minima deformazione della storia di carico richiesta;
- \$uForceN** valore che definisce la coordinata y , dato dal rapporto tra la forza sviluppata durante lo scarico del carico negativo e la minima forza sviluppata durante il carico monotono.

I risultati ottenuti dall'analisi numerica, sono stati ricavati sotto due ipotesi fondamentali, assunte anche nei precedenti elaborati:

1. Si trascura la rigidità nel piano offerta da massetti e pavimenti; si ipotizza l'utilizzo di un massetto a secco realizzato con materiali incoerenti, e quindi non in grado di creare un piano rigido;
2. Il comportamento ciclico del solaio è stato testato sperimentalmente solo in direzione parallela all'orditura delle travi, ma si assume sia il medesimo in direzione ortogonale ad esse, non avendo dati a disposizione in merito. In realtà, essendo tale comportamento essenzialmente legato alla risposta delle connessioni, si può facilmente immaginare come quest'ultima non possa variare di molto a seconda della direzione della sollecitazione, perciò l'ipotesi assunta è ritenuta plausibile ed è stata, inoltre, verificata da R. FABIAN nel suo elaborato di Tesi [20].

3.3.2 Procedura seguita per la calibrazione del modello

Le dimensioni del solaio sono le stesse per ciascuna tipologia analizzata, perciò le differenti caratteristiche nel comportamento e nella risposta di ciascun orizzontamento dipendono esclusivamente dalle molle diagonali, le quali possono essere facilmente calibrate basandosi sulle già citate prove di laboratorio [3, 43].

Infatti, dai grafici delle prove sperimentali riportati nel seguito, è possibile ricavare immediatamente sia i vari parametri che caratterizzano la curva d'involuppo, sia quelli associati al ciclo di *pinching* vero e proprio. Sarà poi il modello numerico, sulla base di tali valori da inserire nel listato, a ricavare la corretta legge costitutiva che contraddistingue la singola molla.

Noti infatti i valori della curva d'involuppo, lo spostamento u in mezzeria del solaio impresso dal martinetto si traduce in un corrispondente allungamento o accorciamento δ delle molle diagonali (la cui inclinazione è data dall'angolo ϑ), determinato mediante la seguente relazione, derivante da considerazioni geometriche (n_s è il numero di file di sottopannelli presenti in metà solaio):

$$\delta = \frac{u \cos \vartheta}{n_s} \quad (3.1)$$

La forza totale F applicata dal martinetto per ottenere il dato spostamento, viene suddivisa per il numero n di molle che scaricano direttamente sui bordi e per ognuna di queste, ancora tramite una proporzione geometrica, si definisce un corrispondente sforzo normale di compressione o di trazione N sulla singola molla:

$$N = \frac{F}{n \cos \vartheta} \quad (3.2)$$

Queste due relazioni saranno utilizzate nel modello numerico, in cui il particolare ciclo isteretico del solaio sarà costruito mediante un'opportuna *subroutine*, come meglio specificato nel seguito.

Per costruire le curve d'involuppo e di *pinching* si è utilizzato il medesimo procedimento mostrato nei precedenti elaborati di Tesi di M. TONON [50] e G. CANESSO [12],

andando quindi semplicemente ad individuare i punti richiesti dal modello *Pinching4* a partire dai cicli isteretici derivanti dalle prove sperimentali.

Successivamente, tali parametri così ricavati vanno inseriti all'interno del listato: a partire da questi, il modello implementato calcola autonomamente i valori da assegnare a ciascuna molla, come già anticipato in precedenza.

La disposizione delle molle scelta permette di tener conto anche di eventuali asimmetrie nelle leggi costitutive da assegnare, e proprio tale aspetto si è rivelato essenziale per ottenere risultati conformi alle prove sperimentali, essendo tutti i cicli isteretici a disposizione non perfettamente simmetrici.

Una volta in possesso del legame costitutivo pertinente alle varie molle, il modello numerico è in grado di costruire lo schema *Pinching4* così come riportato nel manuale di *OpenSees*, tramite la semplice *subroutine* *solaio*. Tutti i listati impiegati per queste analisi numeriche possono essere consultati in Appendice A (sezione A.2).

Nel seguito, si riportano i risultati ottenuti per le quattro tipologie di solaio analizzate, dai quali emergerà un ottimo comportamento del modello così costruito, in grado di riprodurre in modo particolarmente fedele i diversi cicli isteretici.

Si ricorda, a questo proposito, che i solai testati sperimentalmente hanno dimensioni in pianta di 4.0×5.0 m e non di 4.5×5.0 m: per questo motivo, i valori di spostamento risultano analoghi, ma le corrispondenti forze sono state incrementate di un coefficiente pari a $4.5/4.0 = 1.125$: infatti, è il lato più corto ad essere parallelo alla direzione di sollecitazione. Inoltre, la discretizzazione scelta risulta la medesima per ciascun solaio: in tal modo, è sufficiente semplicemente variare i parametri relativi alle curve d'involuppo e di *pinching* per modellare ciascun tipo di orizzontamento.

Si noterà, perciò, la buona sovrapposizione tra gli andamenti sperimentali e quelli derivanti dal modello, semplicemente dividendo i valori di forza ottenuti numericamente per questo fattore di scala. Per verificare la validità della calibrazione effettuata, nel seguito si è riportato il confronto tra il ciclo ottenuto sperimentalmente e quello derivante dall'analisi numerica.

3.3.3 Solaio con tavolato semplice

Il solaio privo di alcun rinforzo è quello che mostra i maggiori spostamenti ed è, infatti, il più flessibile tra tutti quelli esaminati. Come si può osservare in figura 3.4, il ciclo ricavato dal modello numerico segue fedelmente l'andamento di quello sperimentale, a conferma della corretta calibrazione delle molle che rappresentano il solaio.

Oltre a raggiungere spostamenti elevati, il solaio realizzato con tavolato semplice mostra anche una minore resistenza rispetto a tutti quelli rinforzati: tuttavia, essendo il ciclo isteretico molto ampio, appare opportuno valutare se sia possibile affidare una dissipazione energetica all'orizzontamento, una volta che si sia opportunamente rinforzata la muratura mediante cordoli e/o tiranti.

3.3.4 Solaio consolidato con tavolato a 45°

Per questa prima tipologia di rinforzo si osserva una sensibile riduzione degli spostamenti raggiunti e un buon incremento di resistenza. Anche in questo caso,

come riportato in figura 3.5, quanto ottenuto dall'analisi numerica riproduce il ciclo sperimentale, perciò la calibrazione può ritenersi corretta.

La forma del ciclo, a meno dei valori raggiunti, ricorda tuttavia quella del caso precedente: tale aspetto verrà meno per i successivi metodi di consolidamento, poiché non sarà più presente soltanto il legno come materiale prevalente.

3.3.5 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

Questa seconda tipologia di rinforzo mostra un comportamento ancora più rigido e resistente, fortemente asimmetrico. Anche in questo caso, quanto ottenuto numericamente rispecchia il ciclo isteretico sperimentale, perciò la calibrazione appare appropriata (fig. 3.6).

Si può osservare anche come dei semplici profili sottili in acciaio siano in grado di incrementare notevolmente la rigidità dell'orizzontamento, pur non aumentandone di troppo lo spessore, a differenza dell'ultimo caso, presentato di seguito. Inoltre, questa tipologia di consolidamento è sicuramente tra quelle di maggiore facilità esecutiva e reversibilità.

3.3.6 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato

L'ultima tipologia di rinforzo è in assoluto la più rigida e resistente, e va perciò valutato se l'aumento non trascurabile di peso possa essere dannoso per gli elementi esistenti verticali. Anche per quest'ultimo orizzontamento, il ciclo ottenuto dal modello numerico riproduce quello sperimentale (a meno del fattore di scala), come si osserva in figura 3.7, perciò la calibrazione può ritenersi corretta.

L'aumento di rigidità e resistenza è, per questo tipo di solaio, legato ad un intervento con scarsa reversibilità, aumento dello spessore e del peso, come già affermato: in molti casi, potrebbe essere allora necessario valutare altre possibili alternative.

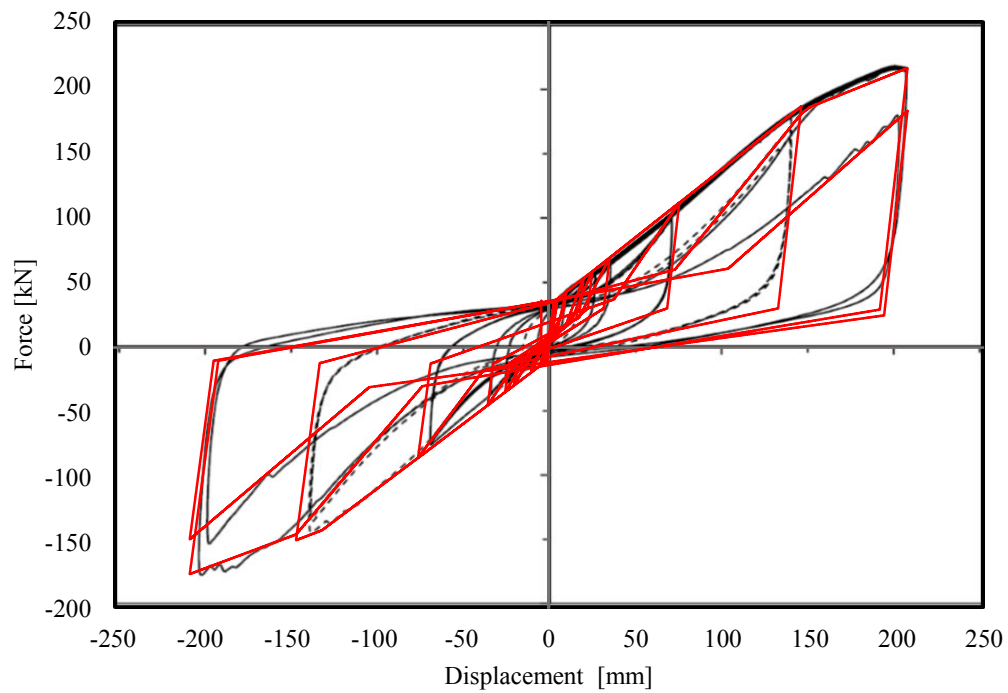


Figura 3.4: Confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e numerico (in rosso) per il solaio con tavolato semplice.

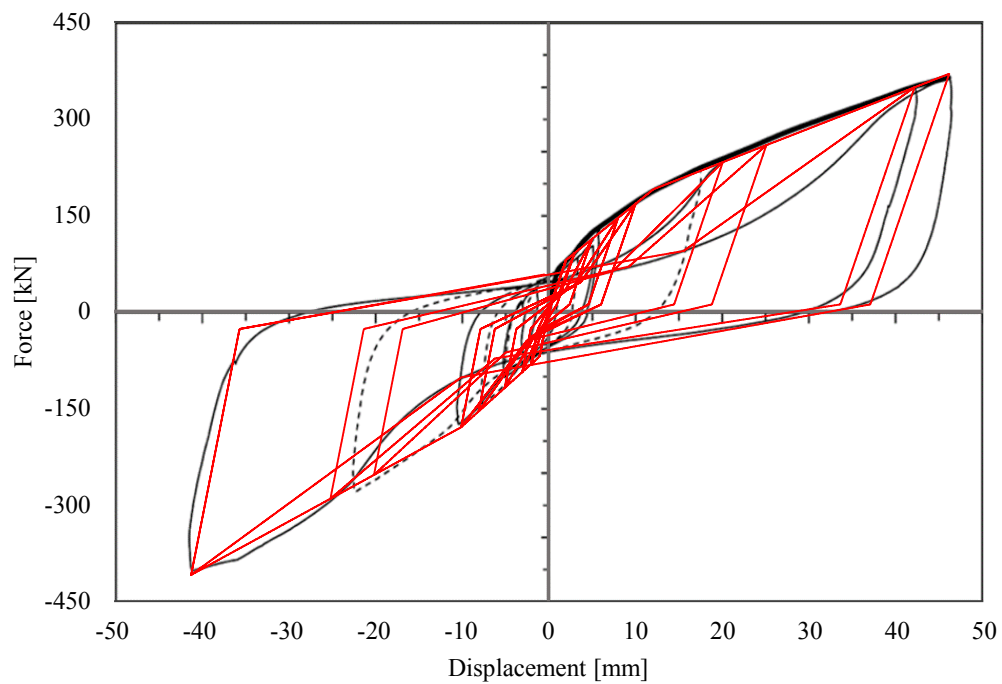


Figura 3.5: Confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e numerico (in rosso) per il solaio consolidato con tavolato a 45°.

3.3. Modello numerico implementato

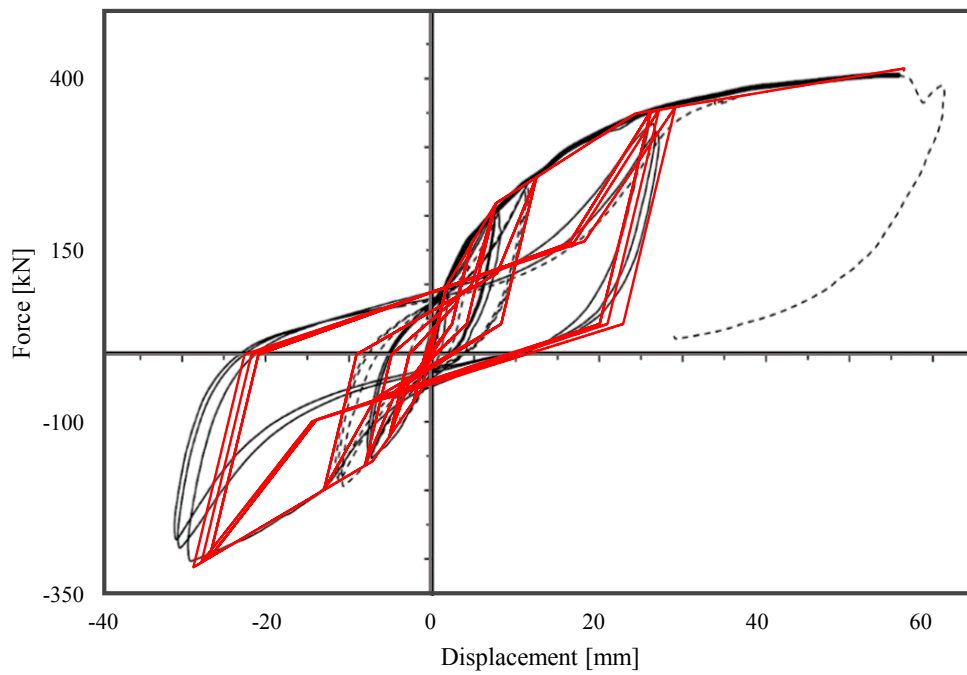


Figura 3.6: Confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e numerico (in rosso) per il solaio consolidato con profili sottili in acciaio.

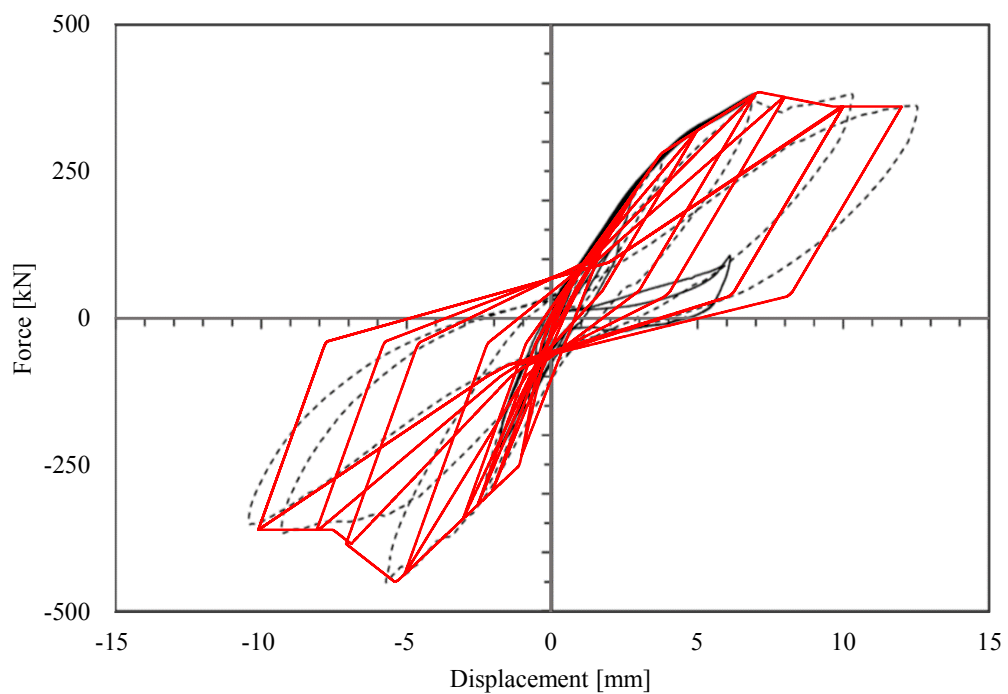


Figura 3.7: Confronto tra ciclo sperimentale (in nero) e numerico (in rosso) per il solaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato.

Capitolo 4

Casi studio analizzati

4.1 Generalità

Nei precedenti elaborati ci si è limitati allo studio di un singolo edificio, successivamente alla fase di calibrazione degli elementi: ciò che è emerso in tutti i casi, anche con strategie di modellazione differenti e diversi software utilizzati, è che un eccessivo irrigidimento dei solai comporta un peggioramento della capacità sismica degli edifici analizzati.

Si è reso necessario, tuttavia, ampliare ulteriormente la panoramica dei casi studiati per poter ottenere altre indicazioni e diversificare maggiormente le possibili casistiche reali. Pertanto, si è scelto di rifarsi nuovamente ad un edificio molto semplice, regolare e monopiano, ma variandone alcune caratteristiche salienti, come gli spessori dei muri (e, conseguentemente, la loro rigidità), le dimensioni delle pareti fuori piano e l'influenza delle stesse.

Fra le analisi sismiche proposte dalla Normativa italiana, l'analisi dinamica non lineare (*time history*) è certamente la più completa e realistica al fine di valutare gli effetti derivanti da eventi sismici, in quanto si cerca di ricreare la reale risposta della struttura sottoposta ad azione variabile nel tempo. La non linearità entra in gioco nella valutazione della capacità della struttura di entrare in campo plastico e quindi di dissipare l'energia legata al sisma. Per effettuare questa tipologia di analisi si necessita di:

- una corretta distribuzione delle masse in gioco;
- un set di accelerogrammi in grado di definire la variazione di accelerazione al suolo, in modo da determinare con buona probabilità quale sia l'azione che porta al collasso strutturale;
- modelli isteretici per gli elementi strutturali che entrano in campo non lineare.

In particolare, gli accelerogrammi utilizzati devono essere scelti sulla base della pericolosità sismica del sito di costruzione e dello stato limite di progetto, e possono essere sia simulati artificialmente, sia legati a sismi realmente avvenuti. Gli accelerogrammi artificiali, come quelli impiegati in questo elaborato, devono presentare uno spettro di risposta elastico compatibile con quello utilizzato nella progettazione: l'ordinata spettrale media degli accelerogrammi deve mostrare uno scarto in difetto

inferiore al 10% rispetto allo spettro elastico di riferimento, all'interno del maggiore tra gli intervalli 0.15-2.00 s e 0.15-2 T s, dove T è il periodo fondamentale della struttura in campo elastico.

Le analisi dinamiche non lineari sono state eseguite impiegando tre accelerogrammi *spettrocompatibili* generati artificialmente mediante il software SIMQKE_GR [24]. Tutti i risultati riportati, ove non diversamente specificato, si riferiscono all'accelerogramma più gravoso tra i tre utilizzati. Per la determinazione degli accelerogrammi, si è fatto riferimento alla OPCM n. 3274/2003 [39], la quale fissa per ogni categoria di suolo di fondazione (A, B, C, D, E) i valori dei parametri S, T_B, T_C, T_D dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali. In particolare, S corrisponde al fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione, mentre T_B, T_C, T_D sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro, anch'essi dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione. In questo elaborato, per la generazione degli accelerogrammi si sono considerate le seguenti caratteristiche:

- terreno di tipo A ;
- zona sismica 1;
- durata del sisma pari a 20 secondi;

Le masse sismiche sono state distribuite in modo diffuso, allo scopo di ottenere una risposta maggiormente realistica: è questo il motivo per cui, in sede di calibrazione degli elementi per simulare il comportamento dei solai, la maglia utilizzata è stata realizzata con moduli di dimensioni limitate. In figura 4.1 sono riportati i tre accelerogrammi generati dal software impiegato, insieme ai relativi spettri di risposta.

Sono quindi state svolte analisi parametriche dinamiche non lineari, allo scopo di ottenere alcune indicazioni sull'intervento ottimale da effettuare a seconda dei casi: in totale, come verrà meglio specificato nel seguito, sono state analizzate quattro differenti configurazioni di uno stesso edificio, e per ciascuna si sono considerati tre diversi spessori e tre tipologie di solaio, ossia quello originario con tavolato semplice, quello rinforzato con tavolato a 45° e quello irrigidito con soletta in calcestruzzo armato. In totale, risultano trentasei casi studio che possono costituire un buon punto di partenza per approfondire ulteriormente l'argomento e fornire già qualche informazione aggiuntiva sulla convenienza o meno dell'irrigidimento degli orizzontamenti.

In tutte le configurazioni il sisma è stato introdotto in un'unica direzione, simulando così il comportamento nel piano di maschi murari e solai nel modo più fedele possibile alle prove sperimentali cui ci si è ricondotti in sede di calibrazione del modello. Per determinare l'influenza delle pareti fuori piano si è scelto di studiare negli edifici analizzati due casi limite opposti: un muro pieno, modellato mediante un graticcio di elementi *beam* opportunamente calibrati (paragrafo 2.10), e uno molto ricco di aperture, tale da non possedere rigidità apprezzabile. In quest'ultimo caso la parete fuori piano è stata, pertanto, trascurata anche nel modello, in cui compaiono le sole pareti nel piano (si veda, per maggiore chiarezza, il paragrafo 4.2.1), unitamente al solaio.

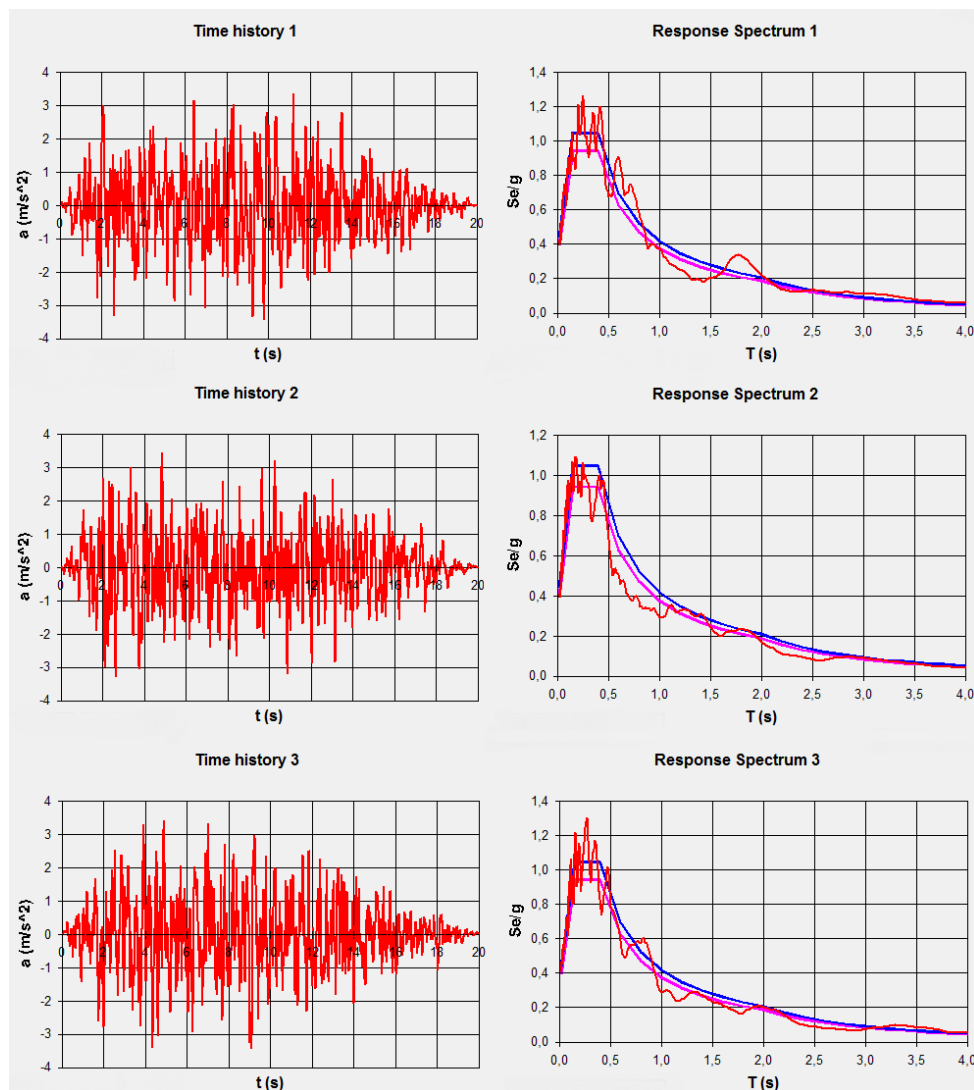


Figura 4.1: Parametri sismici assunti, grafico dell'accelerogramma più gravoso e sua compatibilità con lo spettro di risposta elastico in accelerazione di riferimento [24].

4.2 Edifici studiati

4.2.1 Caratteristiche principali e configurazioni analizzate

Come già anticipato, sono state effettuate analisi dinamiche non lineari su quattro semplici edifici monopiano, le cui piante sono riportate in figura 4.2. Di seguito sono riassunte le principali caratteristiche di tali edifici, ognuno dei quali è rappresentato da una lettera, utilizzata per l'identificazione in sede di presentazione dei risultati:

- A** Edificio avente dimensioni 4.5×5.0 m, costituito da due pareti piene sul lato lungo (fuori piano) e due pareti con un'unica apertura su quello corto (nel piano);
- B** Edificio di dimensioni 4.5×8.0 m, costituito anch'esso da due pareti piene sul lato lungo (fuori piano) e due pareti con un'unica apertura su quello corto (nel piano);

- C** Edificio avente dimensioni 4.5×5.0 m, costituito da due pareti ricche di aperture sul lato lungo (fuori piano), trascurate quindi nel modello, e due pareti con un'unica apertura su quello corto (nel piano);
- D** Edificio di dimensioni 4.5×8.0 m, costituito anch'esso da due pareti ricche di aperture sul lato lungo (fuori piano), trascurate quindi nel modello, e due pareti con un'unica apertura su quello corto (nel piano).

Per gli edifici A e B, la parete fuori piano viene modellata, come anticipato, mediante un graticcio di elementi *beam*, ai quali viene attribuita una sezione avente per lati lo spessore del muro e l'interasse tra gli elementi stessi.

Le tre tipologie di solaio in legno analizzate verranno indicate nel seguito con le seguenti sigle:

- NS** Solaio originario con semplice tavolato (*Non-Stiffened*);
- TB** Solaio consolidato tramite la sovrapposizione di un secondo tavolato inclinato di 45° (*Timber Boards*);
- RC** Solaio consolidato mediante soletta in calcestruzzo armato (*Reinforced Concrete*).

Una volta definite le rispettive sigle, l'ultima variabile è costituita dai tre spessori delle pareti (250, 320 e 380 mm): si ottengono, perciò, le trentasei configurazioni riportate in tabella 4.1.

Infine, in figura 4.3 è riportata una rappresentazione realistica dell'edificio tipo analizzato, unitamente alla sua implementazione nel macro-modello precedentemente calibrato.

4.2.2 Analisi dei carichi e definizione delle masse sismiche

Le masse sismiche dell'edificio sono state distribuite sui nodi del solaio per tutte le analisi effettuate, secondo la combinazione di carico relativa all'azione sismica. Proprio per questo motivo, il solaio è stato discretizzato in modo raffinato, allo scopo di distribuire al meglio tutti i contributi di peso.

Tabella 4.1: Configurazioni analizzate e sigle impiegate nella presentazione dei risultati.

Spessore delle pareti [mm]	Tipologia di solaio	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
250	NS	A250NS	B250NS	C250NS	D250NS
	TB	A250TB	B250TB	C250TB	D250TB
	RC	A250RC	B250RC	C250RC	D250RC
320	NS	A320NS	B320NS	C320NS	D320NS
	TB	A320TB	B320TB	C320TB	D320TB
	RC	A320RC	B320RC	C320RC	D320RC
380	NS	A380NS	B380NS	C380NS	D380NS
	TB	A380TB	B380TB	C380TB	D380TB
	RC	A380RC	B380RC	C380RC	D380RC

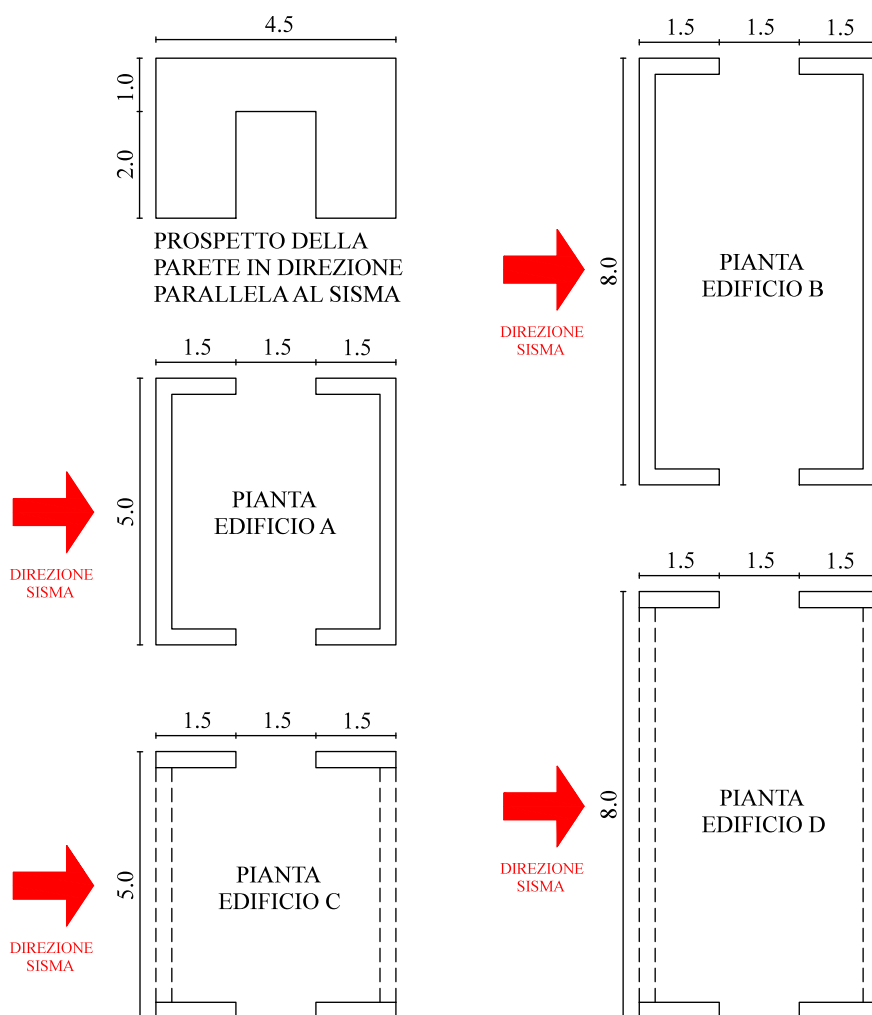


Figura 4.2: Piante dei quattro edifici analizzati e caratteristiche geometriche salienti; gli spessori dei muri sono variabili e le linee tratteggiate individuano le pareti fuori piano ricche di aperture e perciò non modellate. Tutte le quote sono espresse in m.

Per quanto concerne i carichi da assumere, le *Norme Tecniche per le Costruzioni* (§3.2.4) [35], in accordo con l'*Eurocodice 0* [18], affermano:

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} \quad (4.1)$$

Il valore dei coefficienti Ψ_{2j} è pari a 0.3, assumendo che gli edifici in esame appartengano alla *Categoria A* (ambienti ad uso residenziale). Pertanto, le masse sismiche sono state definite sommando i carichi permanenti strutturali G_1 , i carichi permanenti non strutturali G_2 e una frazione del 30% dei carichi accidentali Q_k .

I primi assumono i seguenti valori per i tre tipi di solaio analizzati: 0.46 kN/m² per il solaio con tavolato semplice, 0.59 kN/m² per il solaio irrigidito con tavolato a 45° e 1.71 kN/m² per il solaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato.

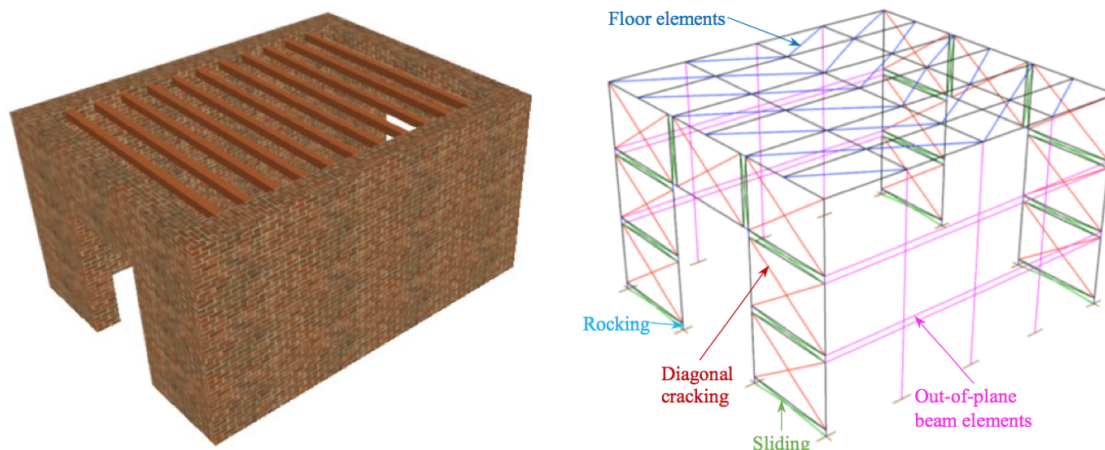


Figura 4.3: Rappresentazione realistica dell'edificio tipo analizzato e corrispondente modello numerico; negli edifici C e D il graticcio di elementi beam per simulare il comportamento fuori piano non è presente.

I carichi G_2 sono per ogni tipologia di solaio pari a 2.12 kN/m^2 , comprensivi di massetto, allettamento e pavimento, per uno spessore complessivo di 15.00 cm . Tali valori sono stati assunti conformemente a quelli descritti nell'elaborato di M. TONON [50]. In totale risultano, perciò, 2.58 kN/m^2 per il solaio con tavolato semplice, 2.71 kN/m^2 per il solaio irrigidito con tavolato a 45° e 3.83 kN/m^2 per il solaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato.

Infine, il carico accidentale (di calpestio) è stato assunto, in accordo con la tipologia dell'edificio scelta, pari 2.00 kN/m^2 .

Per il calcolo della massa sismica relativa ad ogni nodo della *mesh* del solaio, si è fatto riferimento all'area di influenza afferente a ciascun nodo. Per i nodi di bordo, comuni alle pareti ed al solaio, si è considerato il contributo di massa aggiuntivo dovuto alla presenza dei muri perimetrali. A tali nodi, quindi, è necessario sommare il peso del maschio murario o della fascia di piano in relazione alla loro area d'influenza. Nel modello implementato, tale calcolo viene effettuato di volta in volta automaticamente, in funzione delle caratteristiche geometriche dei macroelementi: viene assunto, come di consueto, che solo il peso di metà altezza delle pareti perimetrali sia parte della massa sismica, mentre l'altra metà non sia considerata, essendo assorbita direttamente dal suolo.

Si nota fin da subito, a parità di tutte le altre caratteristiche dell'edificio, come rinforzando il solaio il suo peso aumenti progressivamente, soprattutto nel caso della soletta in calcestruzzo armato, che incrementa in modo rilevante la massa sismica complessiva.

Infine, un'ultima osservazione riguarda la disposizione del solaio: esso è stato orientato in conformità alle prove sperimentali effettuate, pertanto le pareti nel piano risultano caricate dal loro peso proprio e solo da una piccola porzione di solaio, assunta pari a $0.5 \times 4.5 \text{ m}$. Per tenere conto dell'effetto di ammorsamento delle pareti fuori piano, anche il loro peso è stato suddiviso tra i vertici dei maschi murari nel piano, poiché il graticcio di elementi *beam* non è stato caricato, dal momento che si è tenuto conto della compressione agente per mezzo della scelta del modulo elastico in direzione verticale.

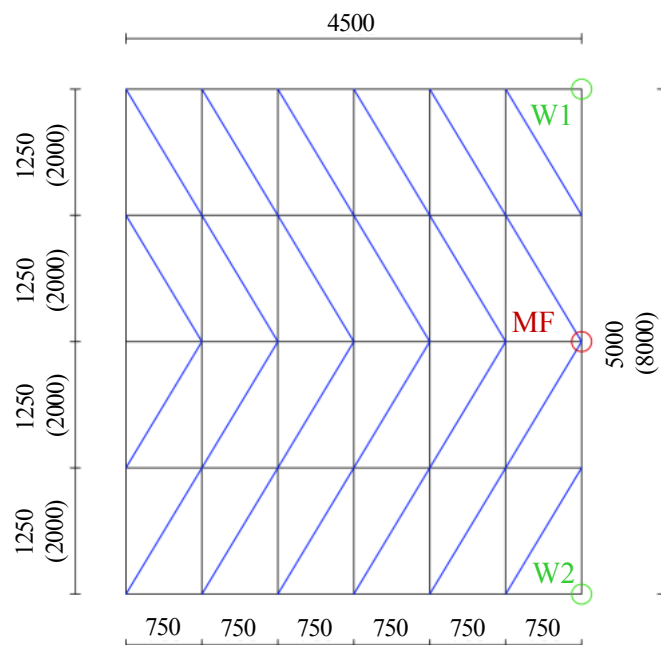


Figura 4.4: Discretizzazione del solaio degli edifici analizzati; sono evidenziati i punti di controllo in cui si è misurato lo spostamento del solaio (Midfloor - MF) e dei pannelli murari (Wall 1 e Wall 2 - W1 e W2). Tutte le quote sono espresse in mm, tra parentesi sono riportate le quote dell'edificio avente dimensioni in pianta 4.5×8.0 m.

4.3 Discussione dei risultati ottenuti

4.3.1 Premessa

Nel seguito saranno riportati e discussi i risultati ottenuti dalle analisi parametriche dinamiche non lineari effettuate. Dapprima saranno commentati in modo approfondito i singoli casi studiati (A, B, C, D), mentre successivamente verrà dato ampio spazio ai confronti tra le varie configurazioni e a qualche ulteriore valutazione effettuata per alcune di esse, come l'influenza della dissipazione dei solai sulla performance sismica dei vari edifici. In Appendice B sono forniti quattro dei listati utilizzati nelle analisi (uno per edificio): in essi si è variato il tipo di solaio e lo spessore delle pareti in modo che, pur non disponendo di tutti i listati, possano essere chiariti per ogni configurazione tutti i parametri impiegati nel modello.

Gli accelerogrammi utilizzati sono stati amplificati in modo incrementale, fino a giungere alla PGA (*Peak Ground Acceleration*) di collasso: questa è stata determinata in seguito alla rottura di una delle molle dei macro-elementi, oppure al raggiungimento dello spostamento limite assoluto fuori piano del solaio, pari a 60 mm (2% dell'altezza). Nei singoli casi studio verranno forniti gli andamenti delle storie di spostamento alla PGA di collasso negli intervalli temporali in cui compaiono i massimi valori registrati, oltre ai grafici di evoluzione degli spostamenti al crescere della PGA. Tutte le notazioni utilizzate sono conformi alla simbologia precedentemente riportata, e gli spostamenti sono stati rilevati in corrispondenza della mezzeria del solaio (MF) e delle due pareti sollecitate nel loro piano (W1 e W2, i cui spostamenti coincidono per simmetria), secondo quanto riportato in figura 4.4.

4.3.2 Edificio A

L'edificio A, come anticipato, presenta dimensioni in pianta di 4.5×5.0 m e un'altezza di 3.0 m; in esso sono state modellate le pareti fuori piano, assunte piene e di lunghezza 5.0 m, mediante un graticcio di elementi *beam*, in accordo con quanto esposto al paragrafo 2.10.

In tabella 4.2 sono riportate le PGA di collasso ottenute nelle varie configurazioni analizzate: per ogni spessore della muratura è evidenziato in corsivo il tipo di solaio che garantisce la migliore performance. Per questa tipologia di edificio il collasso è avvenuto sempre per fessurazione diagonale, coinvolgendo prettamente i macro-elementi al di sotto della fascia di piano, mentre quest'ultima è rimasta in campo elastico. Perciò, in questo caso, anche il solaio più flessibile non comporta la rottura fuori piano dell'edificio: a prescindere dal tipo di orizzontamento, tutte le configurazioni manifestano un comportamento simile tra loro per quanto concerne le sollecitazioni sulle pareti nel piano, generando cicli isteretici tipici del collasso per fessurazione diagonale.

Quanto emerge dal confronto tra i valori riscontrati, è che il rinforzo non appare conveniente per edifici aventi condizioni simili a quella del caso A: qualsiasi tecnica di irrigidimento si utilizzi, comporta un peggioramento della capacità sismica. L'unica attenzione da porre riguarda il caso A250NS, in quanto, come si può osservare dai grafici spostamento-PGA, e spostamento-tempo (riportati per tutte le configurazioni nelle figure da 4.5 a 4.10), lo spostamento fuori piano raggiunto è molto vicino al limite di collasso assunto, perciò sicuramente la parete risulterebbe molto degradata e danneggiata dopo un evento sismico rilevante, seppur non comportando il collasso fuori piano dell'edificio.

Inoltre, al diminuire dello spessore (e quindi della rigidità) delle pareti nel piano, si accentua sempre di più la differenza tra il solaio originario e quelli rinforzati, che risultano via via più rigidi rispetto ai pannelli murari. Si ha perciò un'ulteriore conferma di quanto emerso sinora, ossia un'eccessivo irrigidimento risulta dannoso se si riesce a sfruttare la capacità dissipativa (in termini di maggiore capacità di spostamento) del solaio originario. Quest'ultimo è, infatti, l'unico a non comportare una eccessiva riduzione di PGA, beneficiando della maggiore flessibilità, ma anche del suo minor peso rispetto alle altre tipologie.

Tabella 4.2: PGA di collasso registrate per l'edificio A e tipologie di rottura riscontrate.

Configurazione	PGA di collasso [g]	Modalità di rottura
<i>A250NS</i>	<i>0.672</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
A250TB	0.514	Fessurazione diagonale
A250RC	0.427	Fessurazione diagonale
<i>A320NS</i>	<i>0.686</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
A320TB	0.640	Fessurazione diagonale
A320RC	0.487	Fessurazione diagonale
<i>A380NS</i>	<i>0.707</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
A380TB	0.675	Fessurazione diagonale
A380RC	0.554	Fessurazione diagonale

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

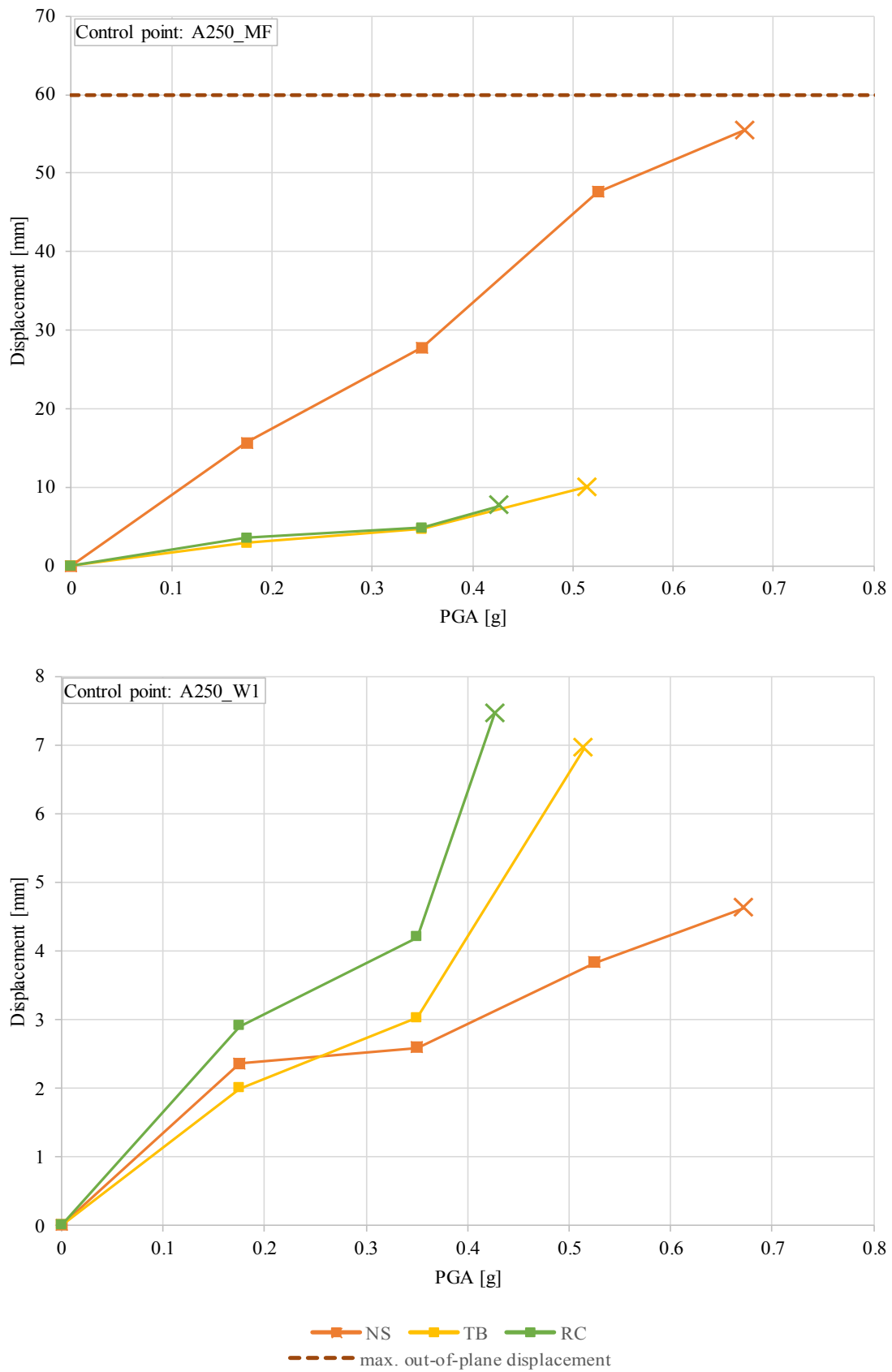


Figura 4.5: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione A250.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

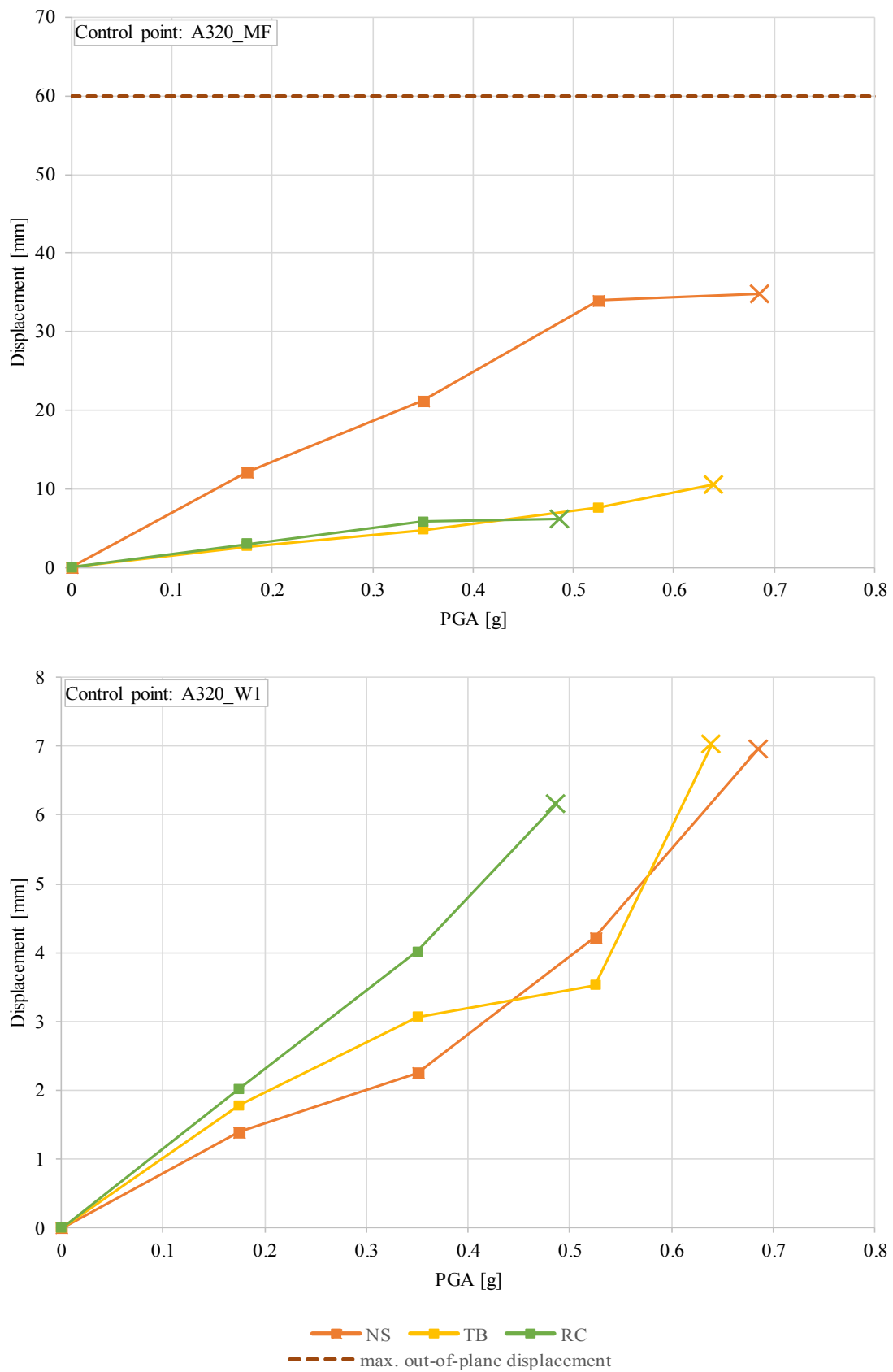


Figura 4.6: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione A320.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

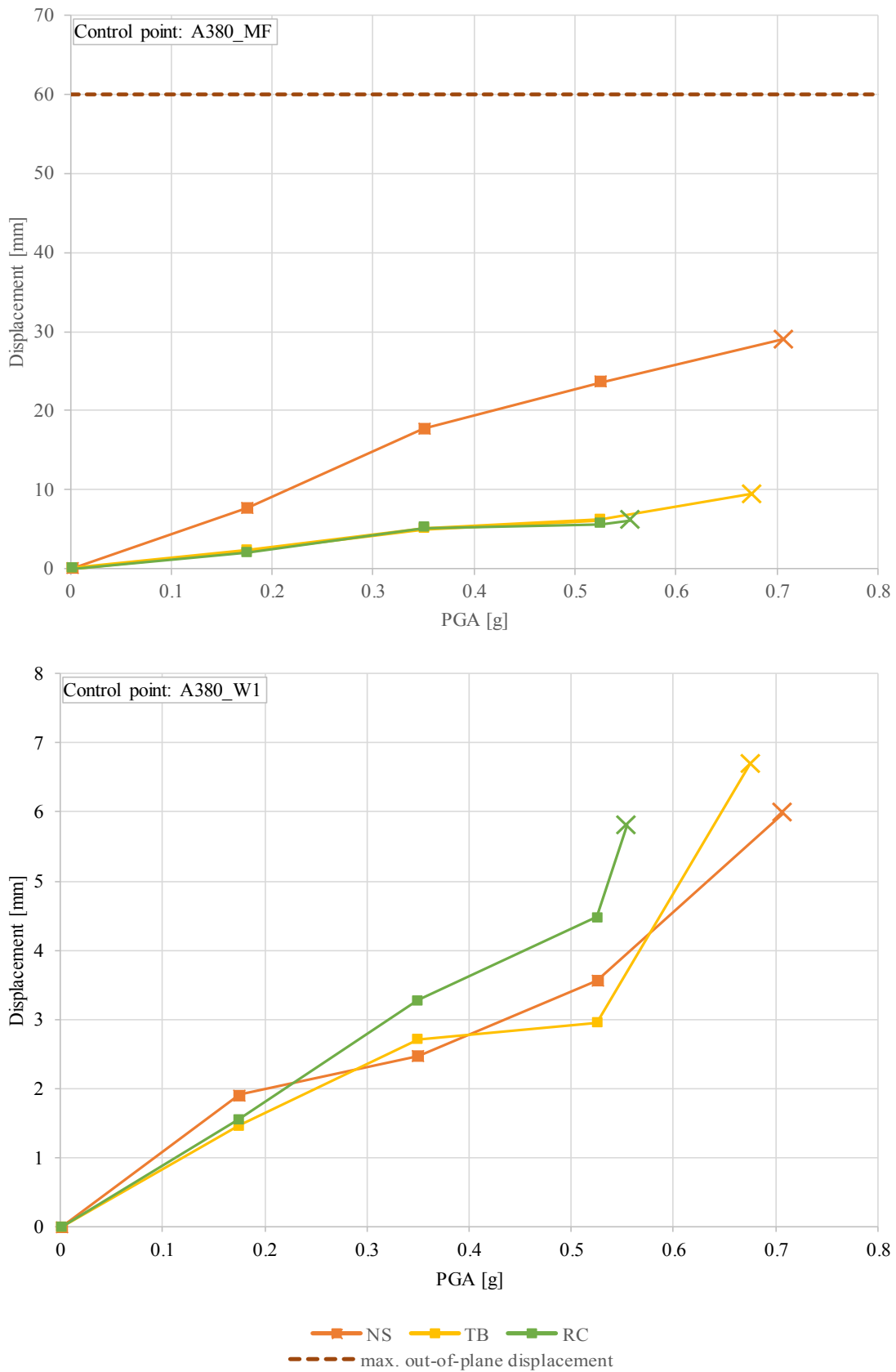


Figura 4.7: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione A380.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

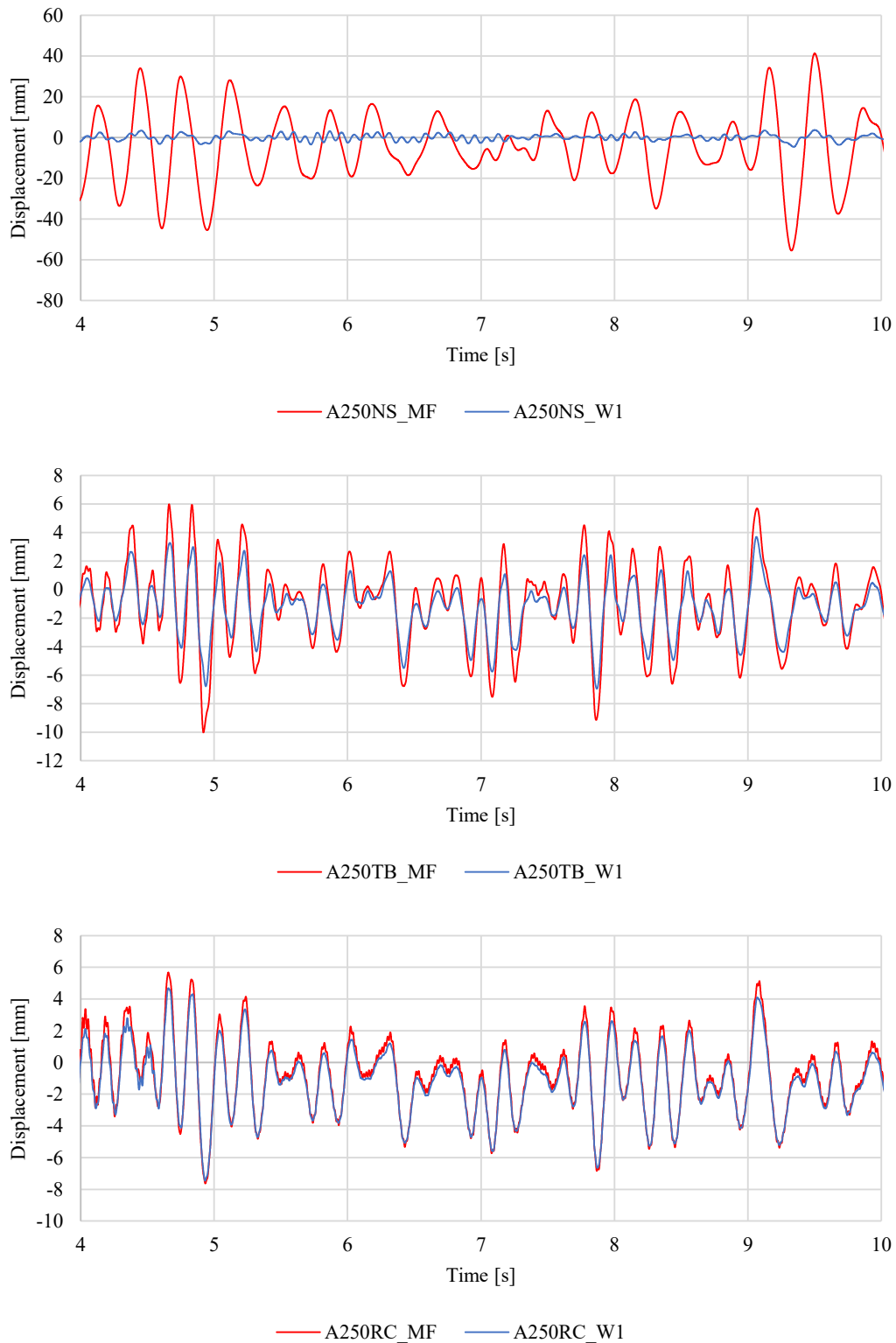


Figura 4.8: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione A250 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

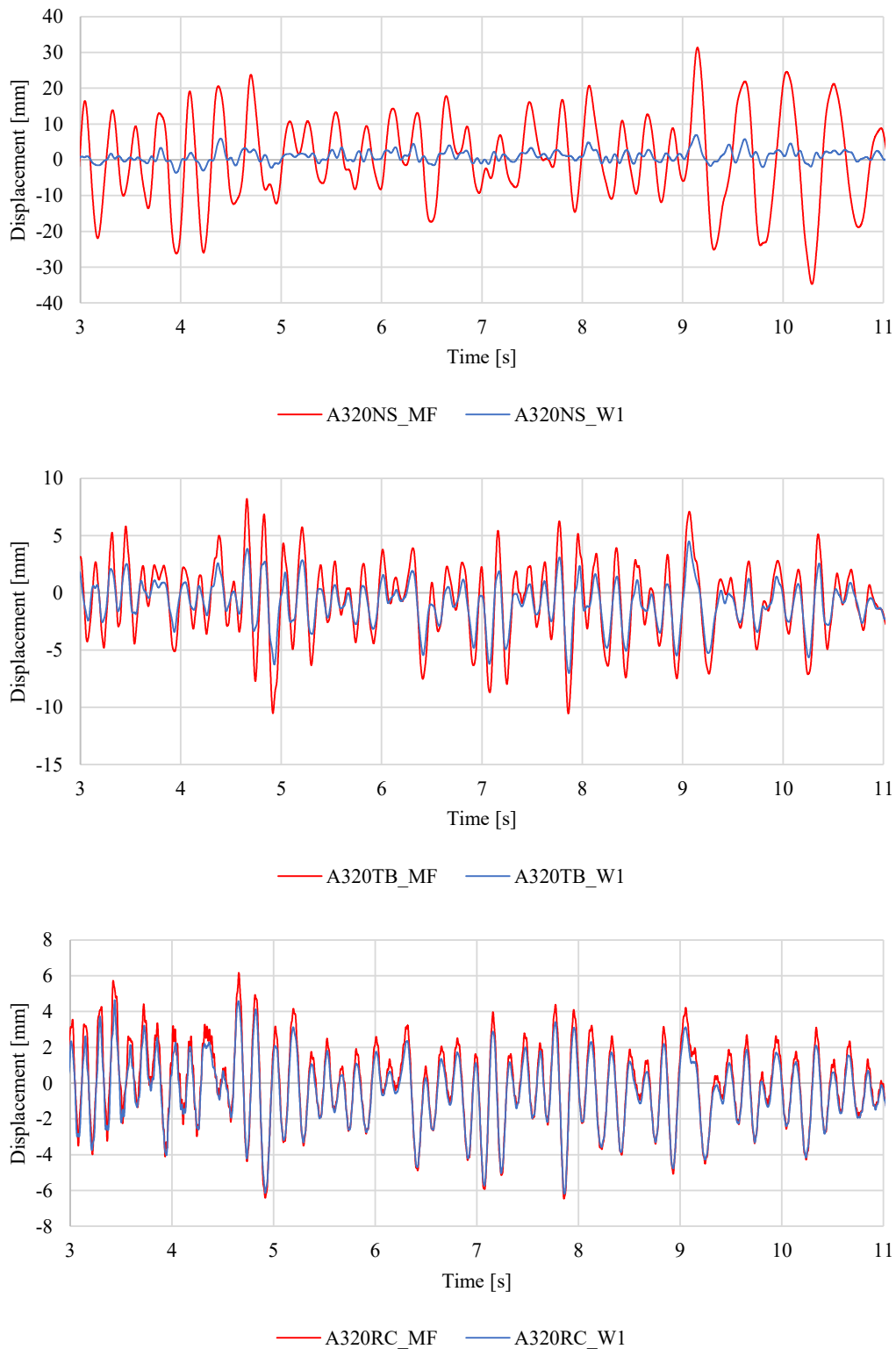


Figura 4.9: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione A320 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

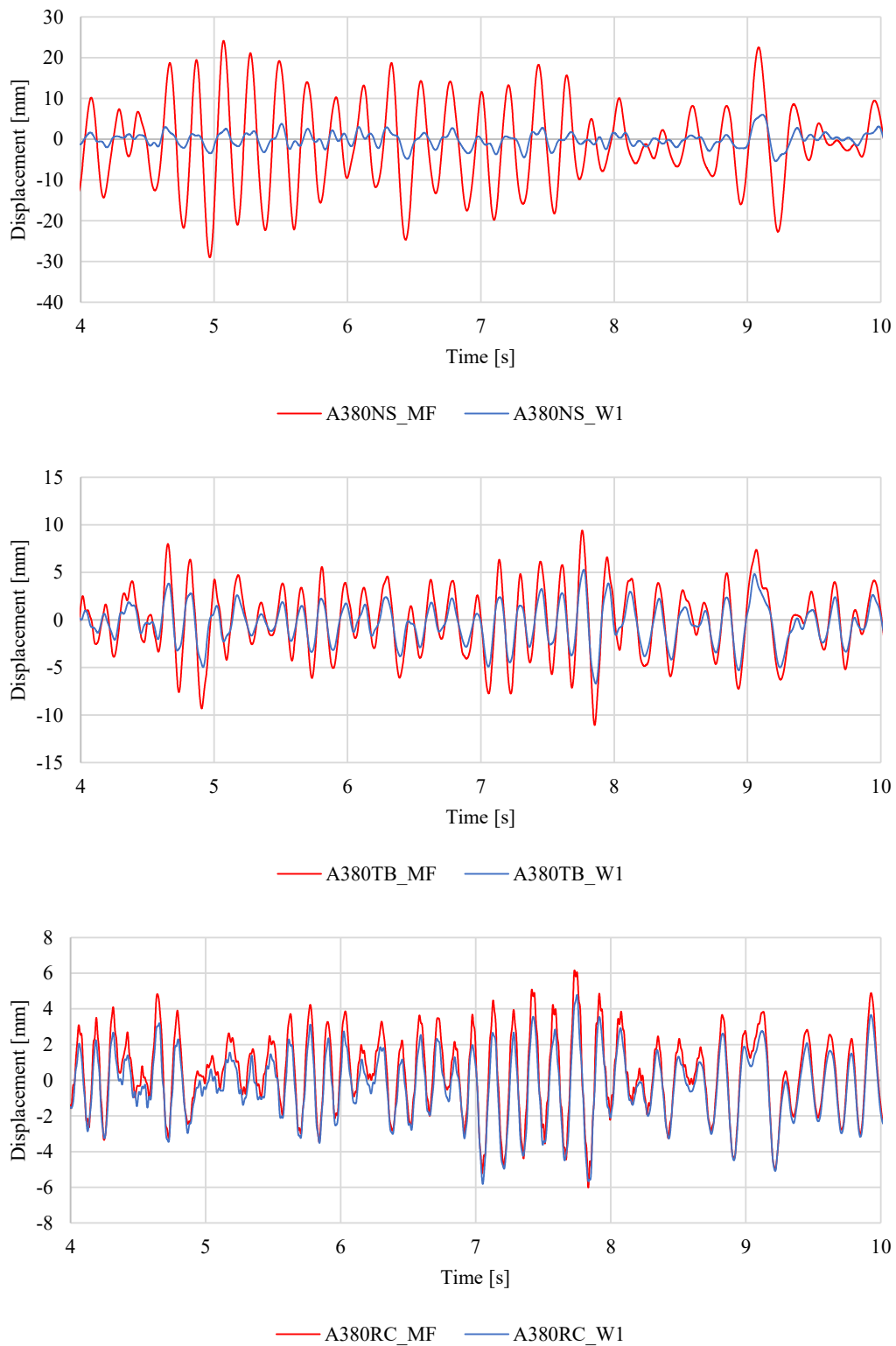


Figura 4.10: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione A380 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

4.3.3 Edificio B

L'edificio B presenta dimensioni in pianta di 4.5×8.0 m e un'altezza di 3.0 m; in esso sono state modellate le pareti fuori piano, assunte piene e di lunghezza 8.0 m, mediante un graticcio di elementi *beam*, secondo quanto esposto al paragrafo 2.10.

In tabella 4.3 sono riportate le PGA di collasso ottenute nelle varie configurazioni analizzate: per ogni spessore della muratura è evidenziato in corsivo il tipo di solaio che garantisce la migliore performance. Per questa tipologia di edificio il collasso è avvenuto sia per fessurazione diagonale, sia per raggiungimento dello spostamento limite fuori piano per il solaio più flessibile. Perciò, in questo caso, il solaio originario comporta la rottura fuori piano dell'edificio nel caso di murature più flessibili e, vista l'estensione delle pareti fuori piano, il rinforzo appare sicuramente conveniente, escludendo tuttavia il consolidamento con la soletta in calcestruzzo, il quale risulta sempre il peggiore intervento in termini di capacità sismica dell'edificio.

Nelle figure da 4.11 a 4.16 sono riportati i grafici spostamento-PGA, e spostamento-tempo: appare interessante il caso B380NS, nel quale il solaio originario, pur dando luogo a spostamenti fuori piano molto elevati, permette di raggiungere una PGA rilevante, con collasso per fessurazione diagonale. Gli spostamenti fuori piano sono infatti limitati dalla maggiore rigidità del muro, essendo quest'ultimo molto spesso, e il collasso non avviene come negli altri due casi. Perciò, si ha un comportamento sostanzialmente ottimale, in quanto l'edificio riesce a dissipare l'energia fornita dal sisma sia sfruttando il meccanismo di fessurazione diagonale, sia l'elevato spostamento (e conseguente snervamento) del solaio. Va però osservato come ad un risultato pressoché identico, ma con spostamenti fuori piano più limitati, si possa pervenire mediante il rinforzo con tavolato a 45° : come verrà meglio esaminato nel seguito (paragrafo 4.4.4), anche per tale tipologia di orizzontamento si può contare sia sulla dissipazione della muratura, sia su quella legata allo snervamento del solaio.

Pertanto, la tipologia di rinforzo più opportuna appare la sovrapposizione del tavolato a 45° , in quanto non troppo rigida rispetto alle murature esaminate e piuttosto leggera. Proprio quest'ultimo aspetto giustifica le PGA più ridotte raggiunte dalla soletta in calcestruzzo: a parità di resistenza dei muri nel piano, è infatti quasi raddoppiata l'area del solaio rispetto al caso A, con conseguente aumento dei pesi sismici.

Tabella 4.3: PGA di collasso registrate per l'edificio B e tipologie di rottura riscontrate.

Configurazione	PGA di collasso [g]	Modalità di rottura
B250NS	0.392	Collasso fuori piano
<i>B250TB</i>	<i>0.434</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
B250RC	0.291	Fessurazione diagonale
<i>B320NS</i>	<i>0.546</i>	<i>Collasso fuori piano</i>
B320TB	0.539	Fessurazione diagonale
B320RC	0.340	Fessurazione diagonale
<i>B380NS</i>	<i>0.714</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
B380TB	0.707	Fessurazione diagonale
B380RC	0.403	Fessurazione diagonale

Capitolo 4. Casi studio analizzati

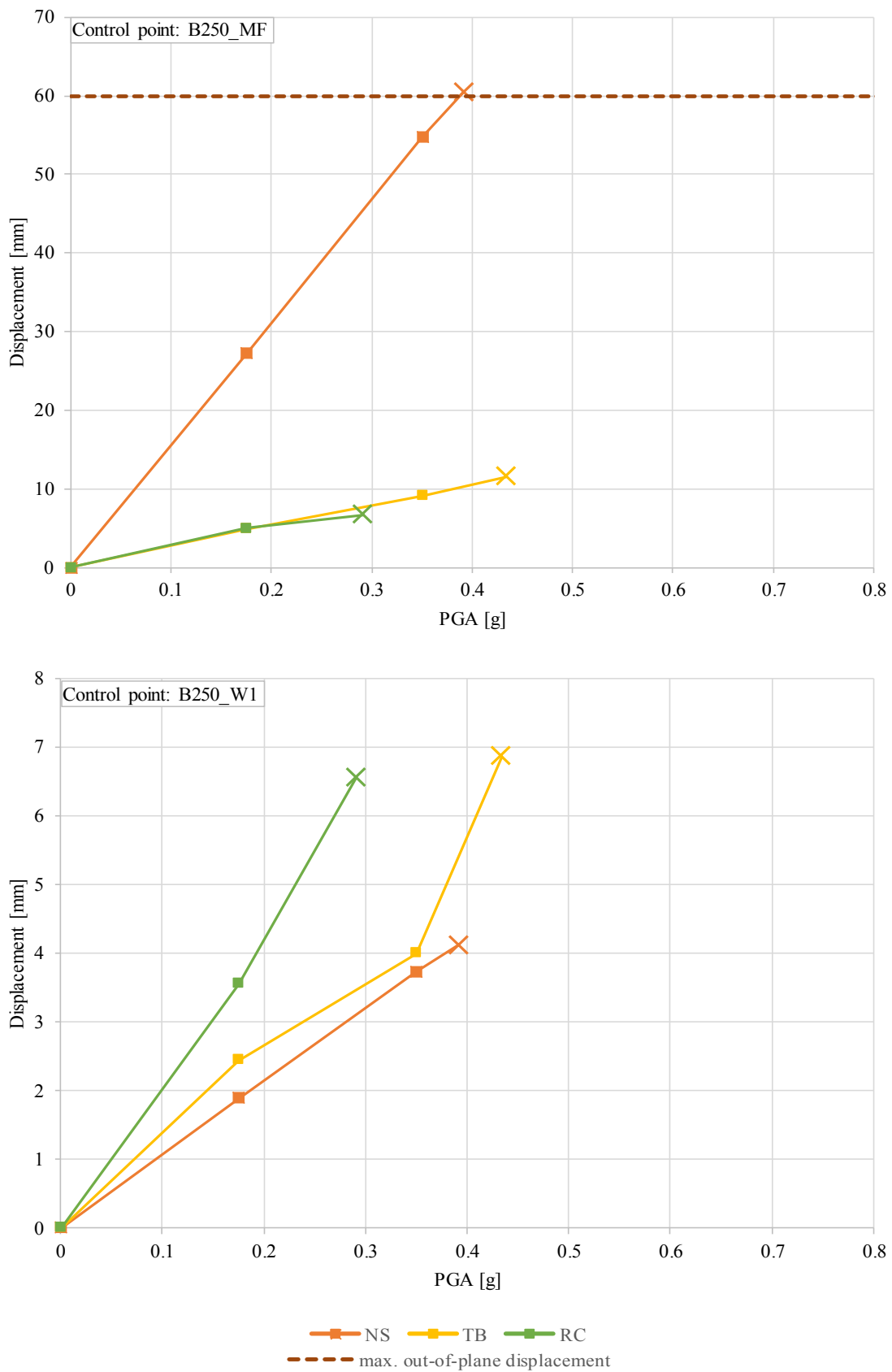


Figura 4.11: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione B250.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

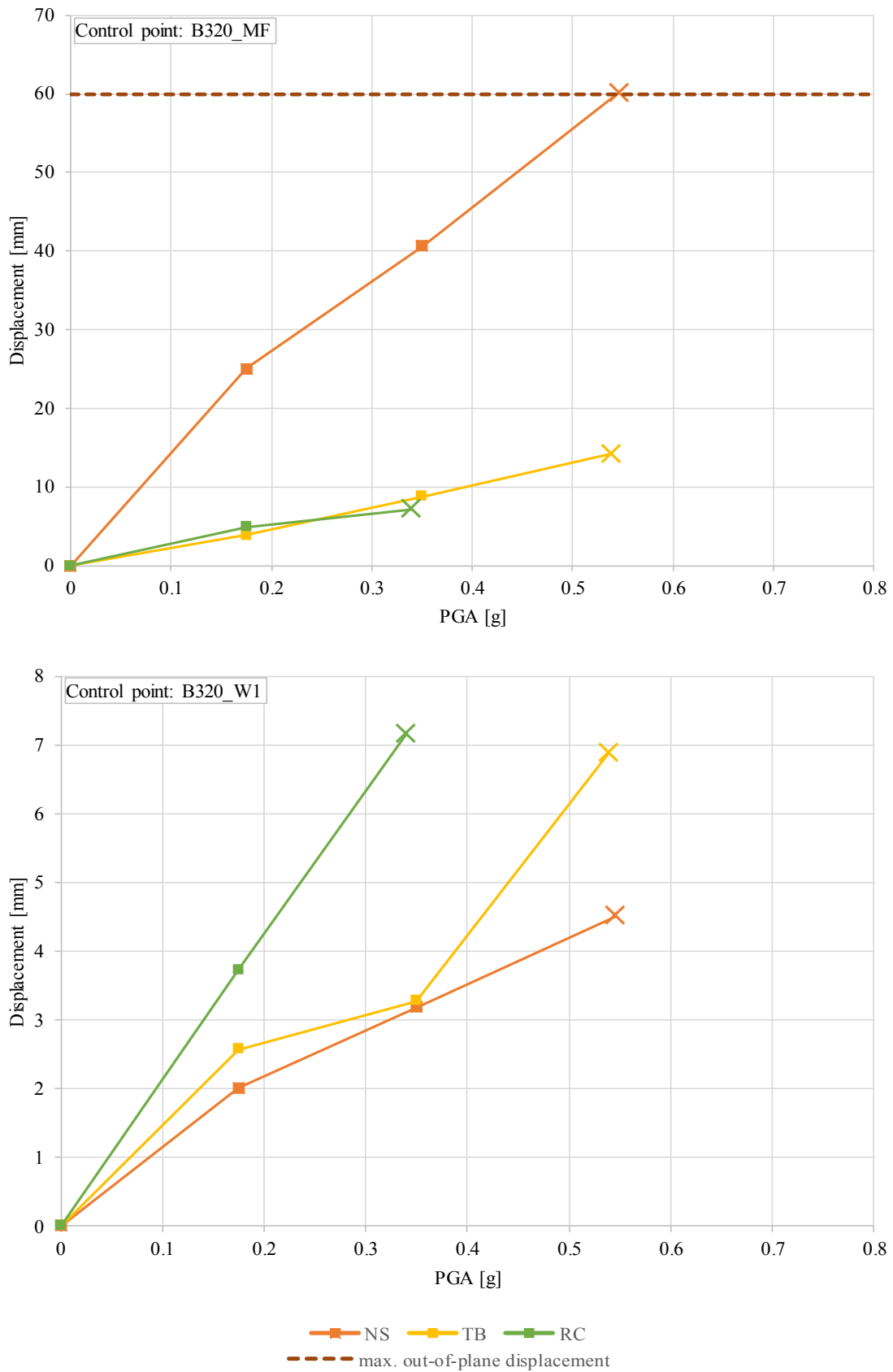


Figura 4.12: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione B320.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

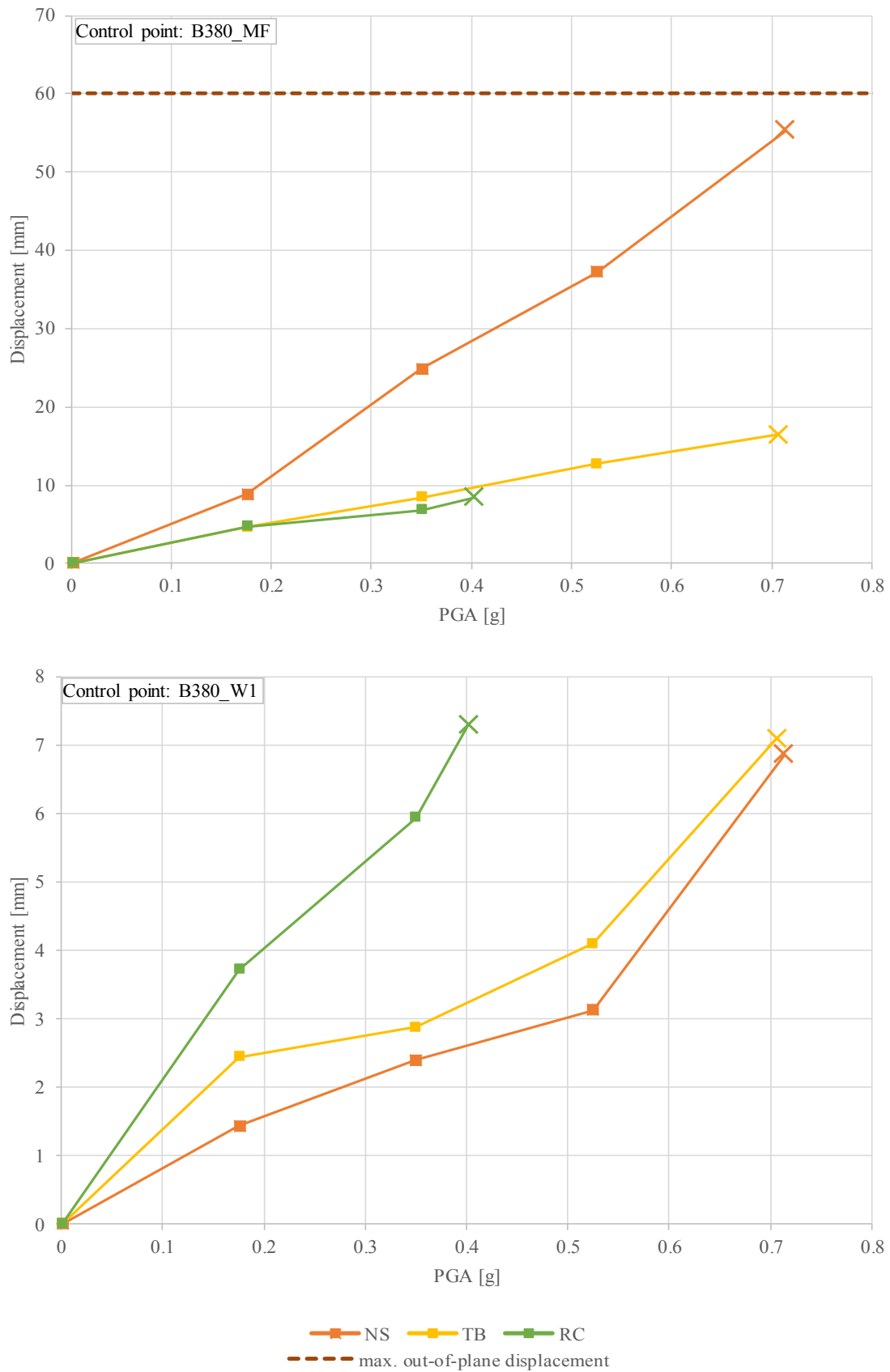


Figura 4.13: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione B380.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

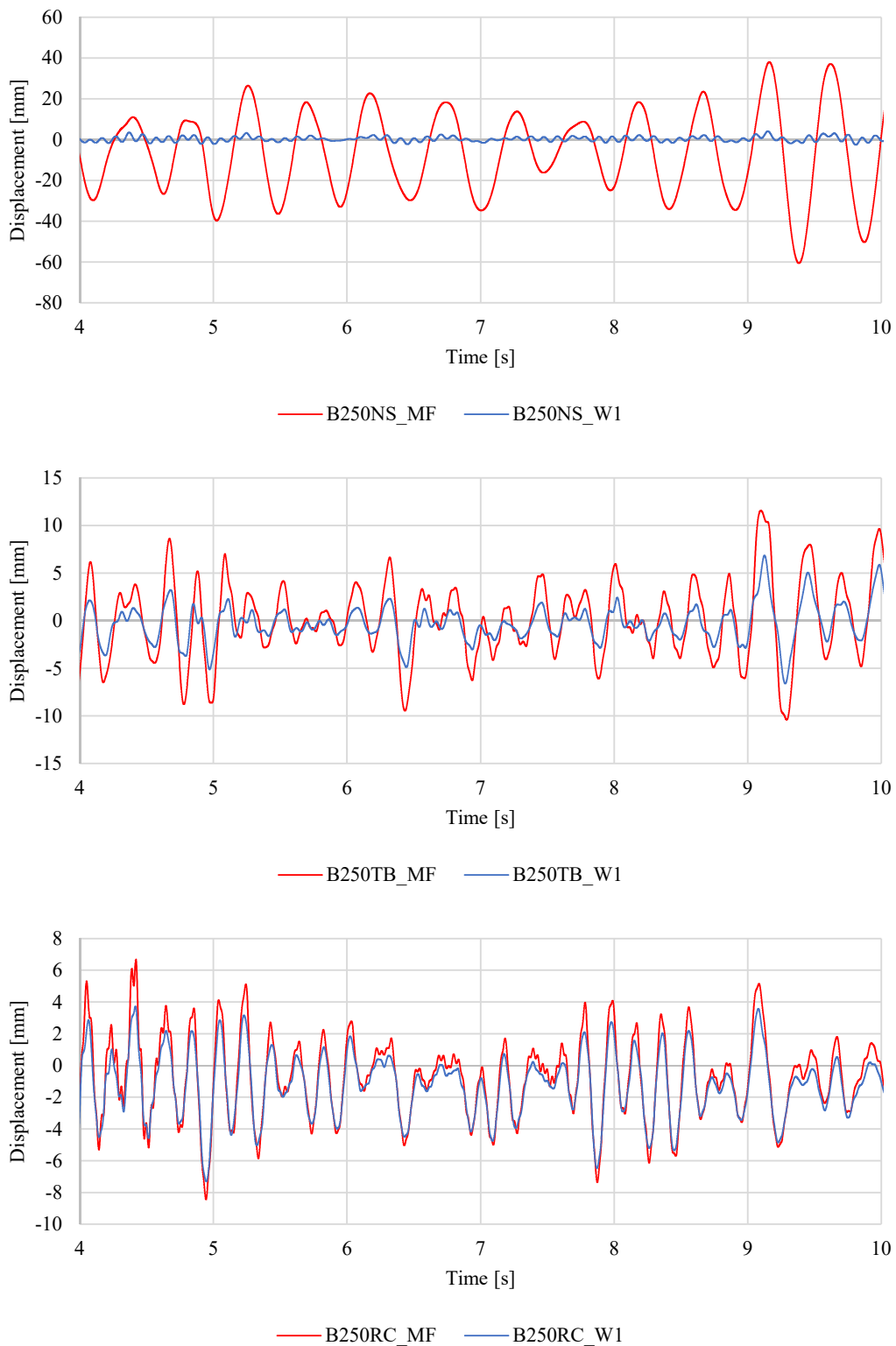


Figura 4.14: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione B250 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

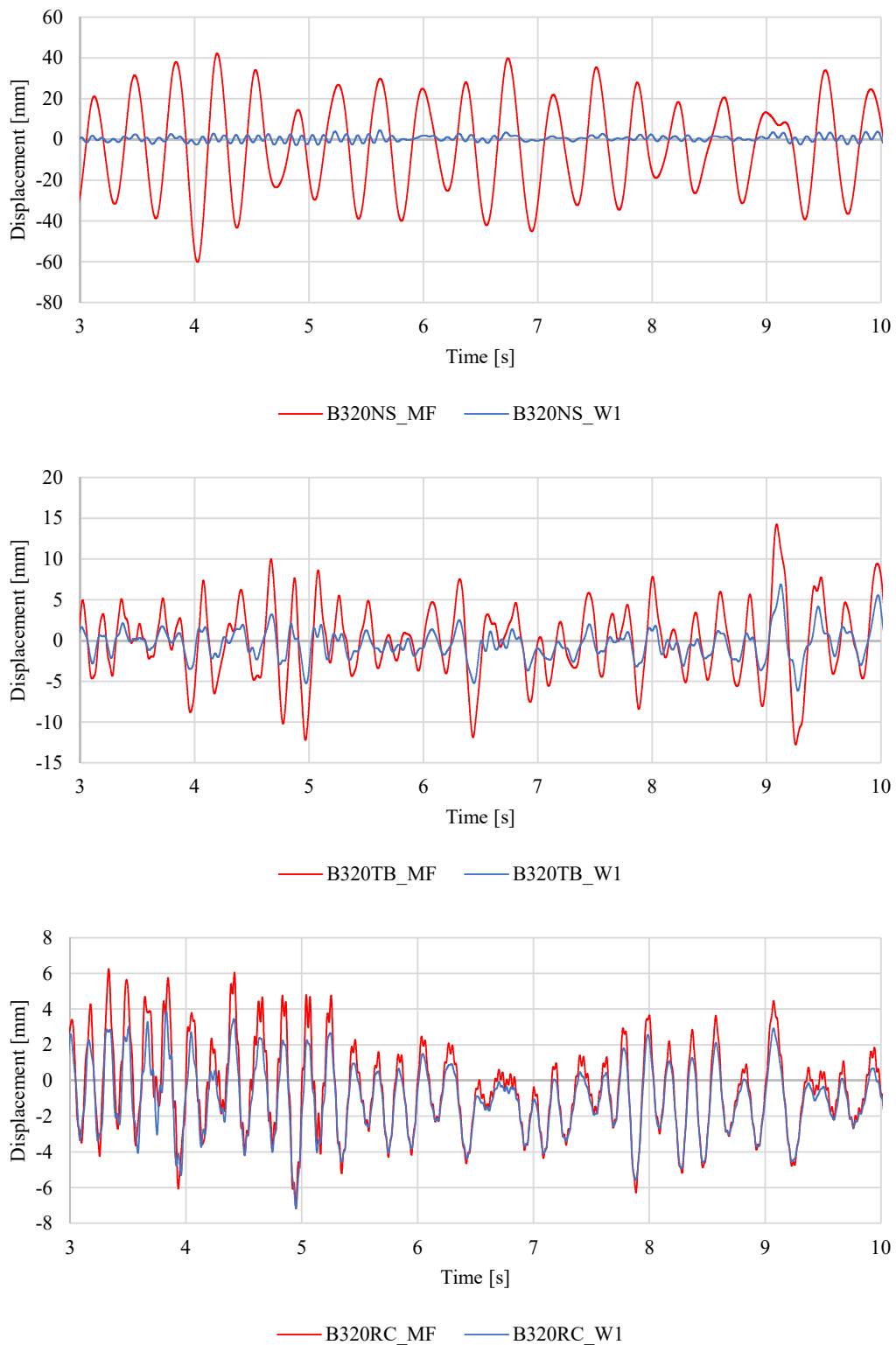


Figura 4.15: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione B320 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

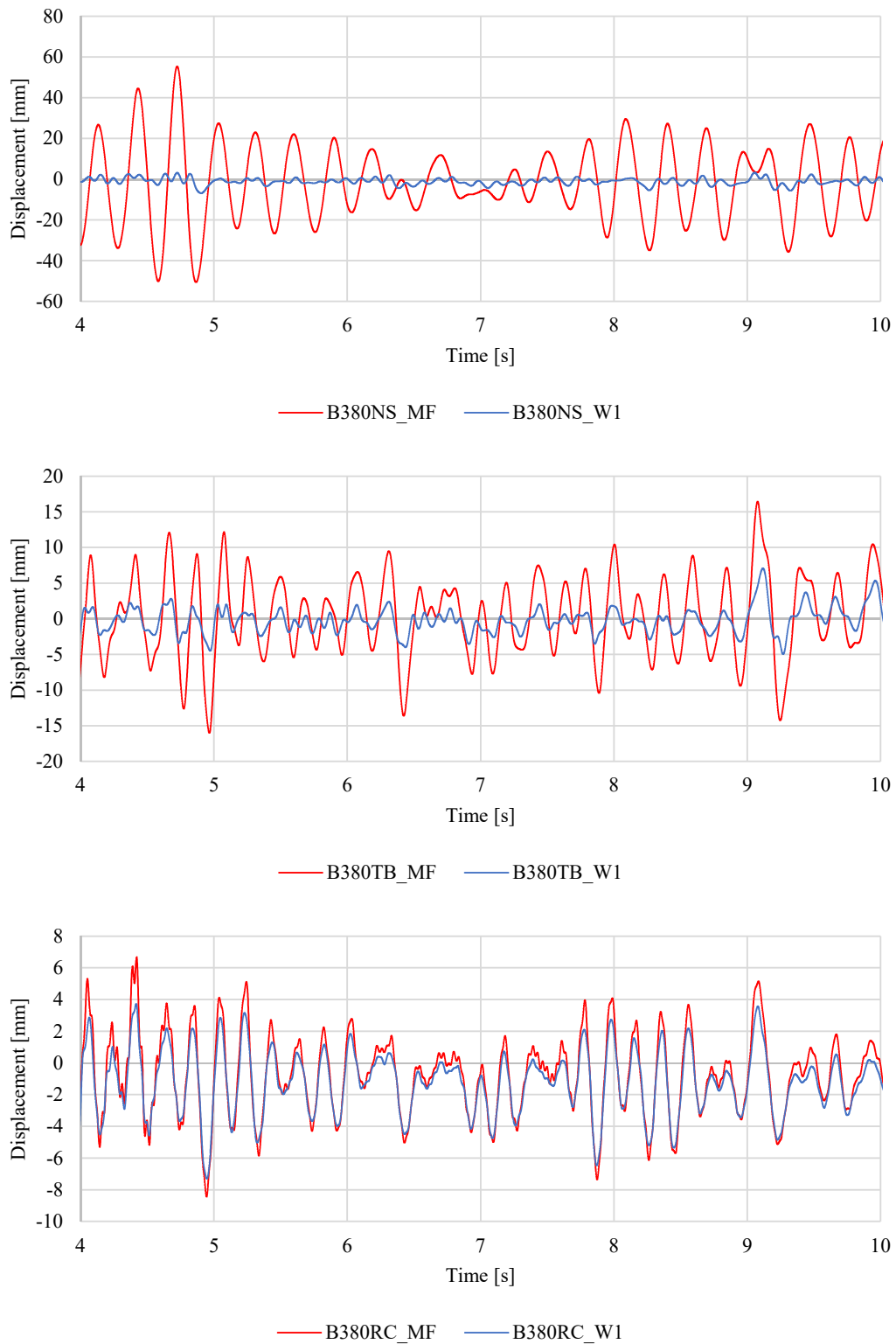


Figura 4.16: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione B380 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

4.3.4 Edificio C

Nel caso dell'edificio C, avente dimensioni in pianta di 4.5×5.0 m e un'altezza di 3.0 m, non sono state modellate le pareti fuori piano, di lunghezza 5.0 m, poiché si assume che queste abbiano rigidità trascurabile, essendo molto ricche di aperture.

In tabella 4.4 sono riportate le PGA di collasso ottenute nelle varie configurazioni analizzate: per ogni spessore della muratura è evidenziato in corsivo il tipo di solaio che garantisce la migliore performance. Per questa tipologia di edificio il collasso è avvenuto sia per fessurazione diagonale, sia per raggiungimento dello spostamento limite fuori piano per il solaio più flessibile. In tale situazione, il solaio originario comporta la rottura fuori piano dell'edificio per tutti gli spessori delle pareti e il rinforzo appare sicuramente conveniente, escludendo il consolidamento con la soletta in calcestruzzo, che anche in questo caso peggiora la capacità sismica dell'edificio.

Nelle figure da 4.17 a 4.22 sono riportati i grafici spostamento-PGA, e spostamento-tempo: si osserva come il solaio originario non consenta di sfruttare la dissipazione energetica legata alla fessurazione diagonale; l'eccessiva flessibilità, infatti, comporta che le pareti nel piano restino pressoché in campo elastico. Poiché la rigidità delle pareti fuori piano è trascurabile, lo spostamento del solaio è legato solo alla massa sismica: all'aumentare dello spessore (e del peso) della muratura, si assiste ad una diminuzione di PGA per tale tipologia di solaio, in controtendenza rispetto alle altre due, in quanto si raggiunge sempre più prematuramente lo spostamento limite fuori piano, a causa della maggiore massa progressivamente coinvolta. Viceversa, il solaio consolidato con tavolato a 45° si dimostra un intervento davvero migliorativo, specie nel caso C380TB, che permette di sfruttare sia la dissipazione fornita dalle murature, sia quella legata all'orizzontamento: il solaio può infatti deformarsi liberamente, entrare in campo plastico e sgravare i maschi murari, dissipando una quota dell'energia fornita dal sisma. Solo nel caso C250TB si assiste ad un lieve peggioramento, legato al fatto che il solaio inizia ad essere troppo rigido rispetto alle pareti.

Per quanto riguarda gli spostamenti limite raggiunti dalle pareti nel piano, i muri fuori piano hanno in questo caso rigidità trascurabile e non influenzano, come in precedenza, la deformazione dei maschi murari: infatti, tutti i loro macro-elementi (e non solo quelli alla base delle pareti, come avveniva nei casi A e B) collaborano alla dissipazione, raggiungendo spostamenti maggiori rispetto ai precedenti casi.

Tabella 4.4: PGA di collasso registrate per l'edificio C e tipologie di rottura riscontrate.

Configurazione	PGA di collasso [g]	Modalità di rottura
<i>C250NS</i>	<i>0.665</i>	<i>Collasso fuori piano</i>
C250TB	0.619	Fessurazione diagonale
C250RC	0.497	Fessurazione diagonale
C320NS	0.634	Collasso fuori piano
<i>C320TB</i>	<i>0.752</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
C320RC	0.535	Fessurazione diagonale
C380NS	0.588	Collasso fuori piano
<i>C380TB</i>	<i>0.870</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
C380RC	0.581	Fessurazione diagonale

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

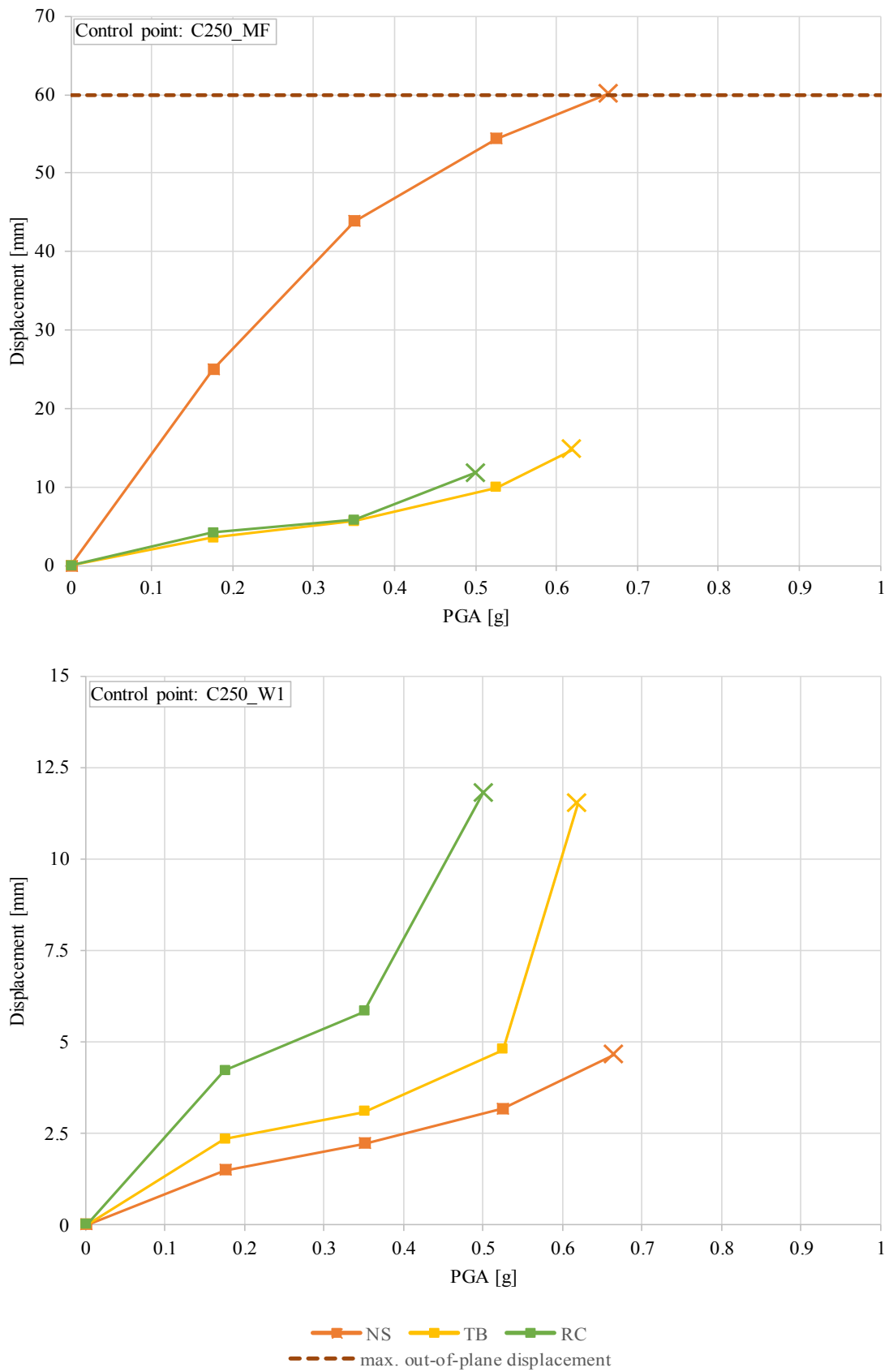


Figura 4.17: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione C250.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

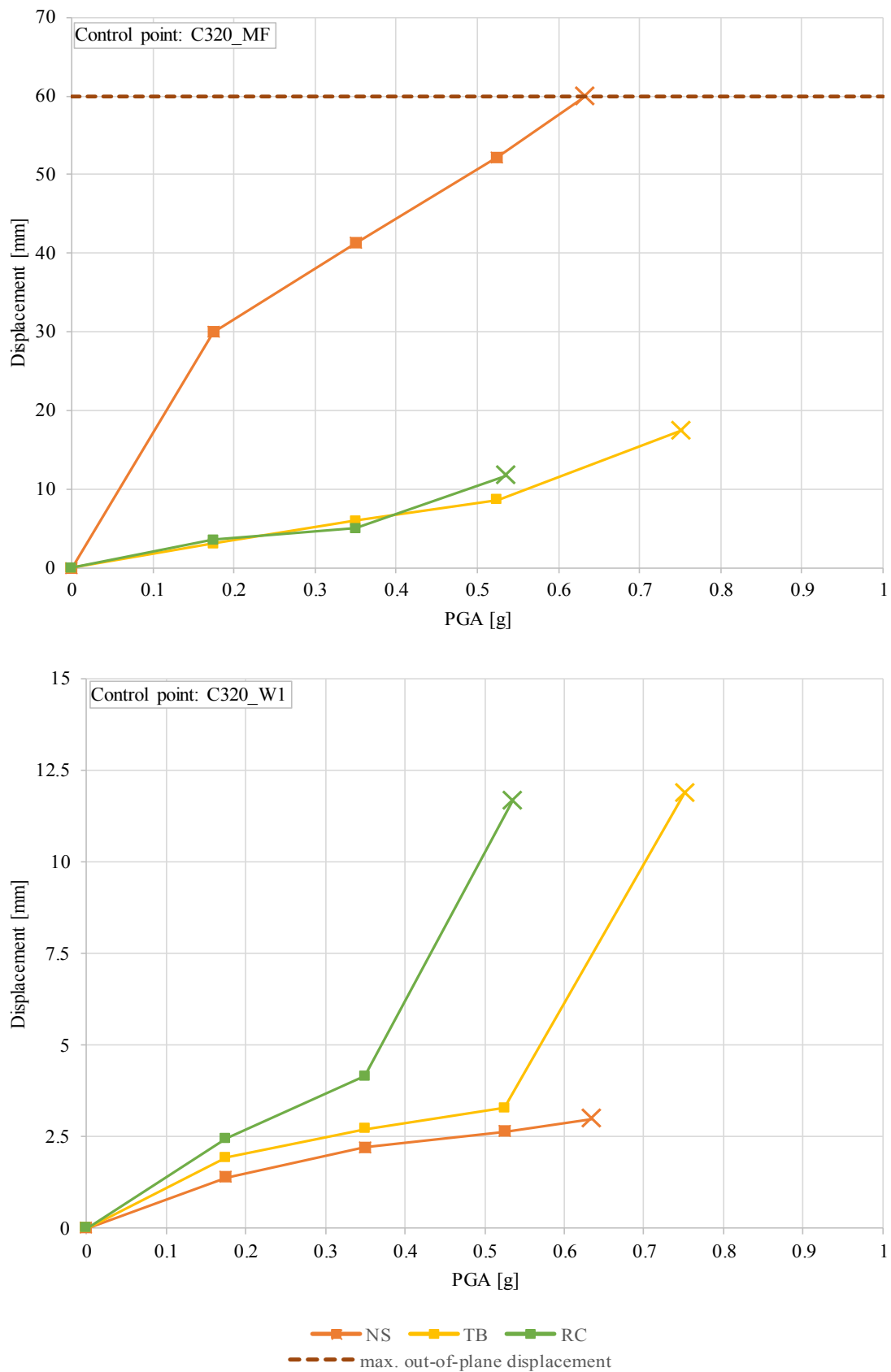


Figura 4.18: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione C320.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

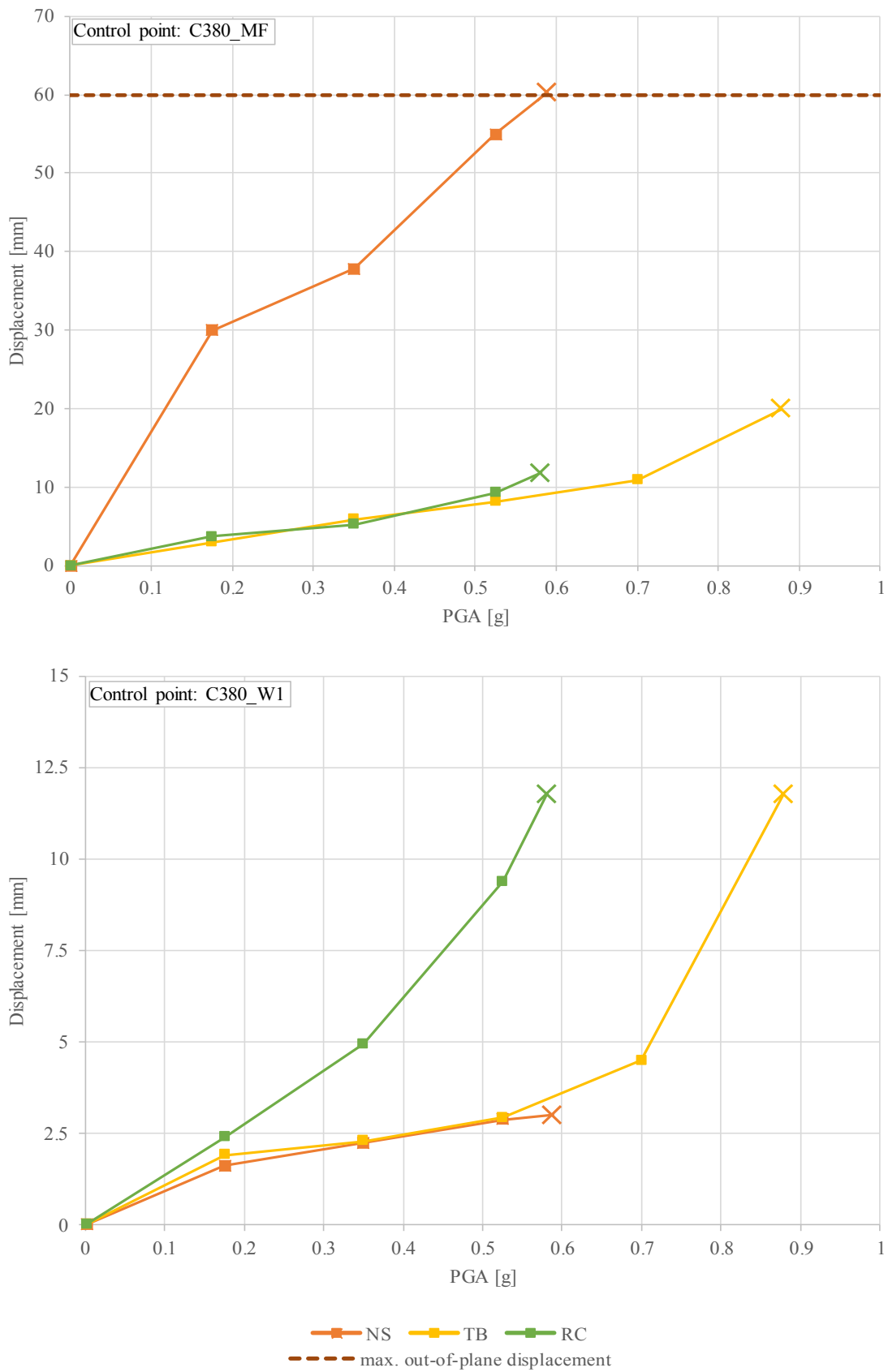


Figura 4.19: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione C380.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

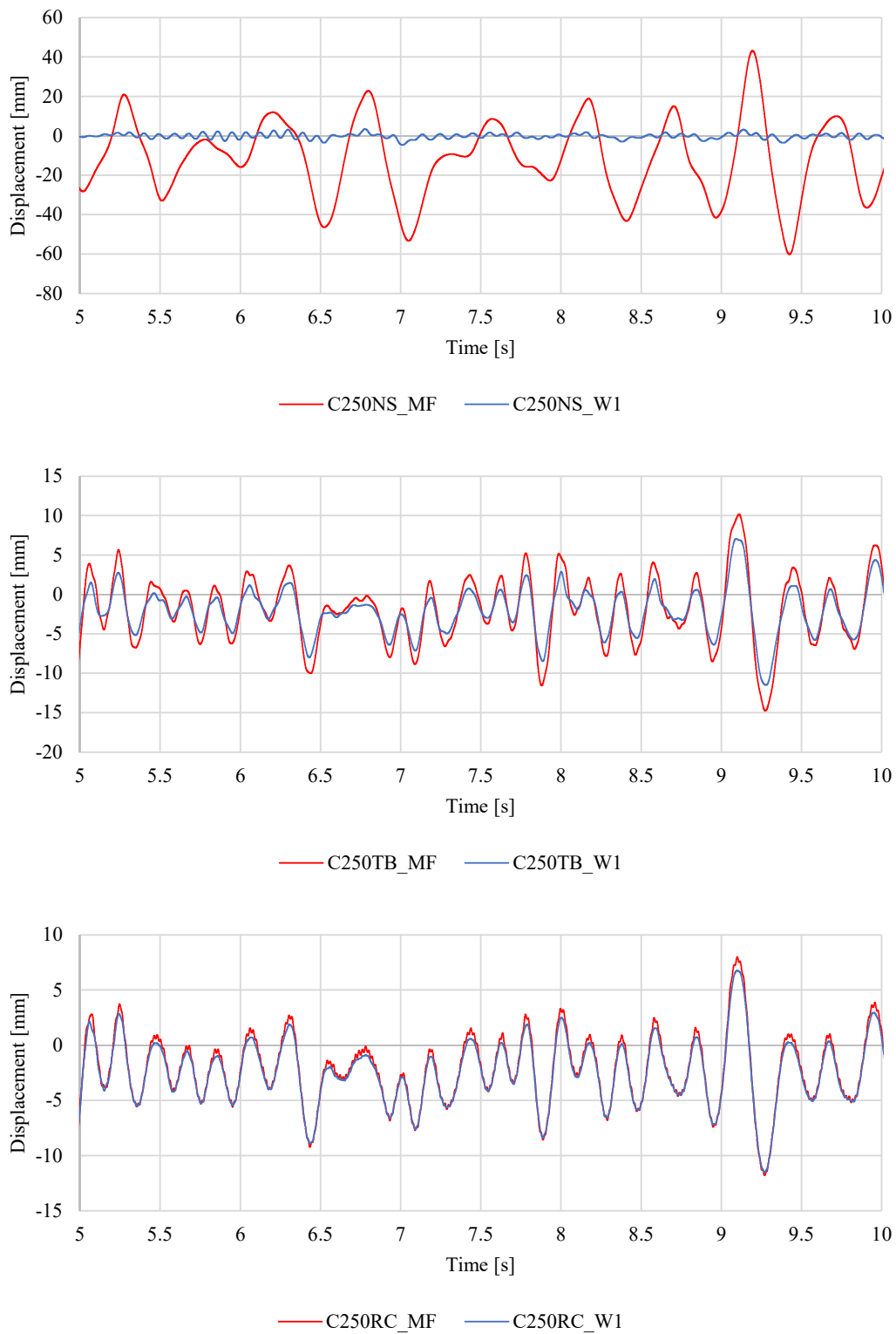


Figura 4.20: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione C250 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

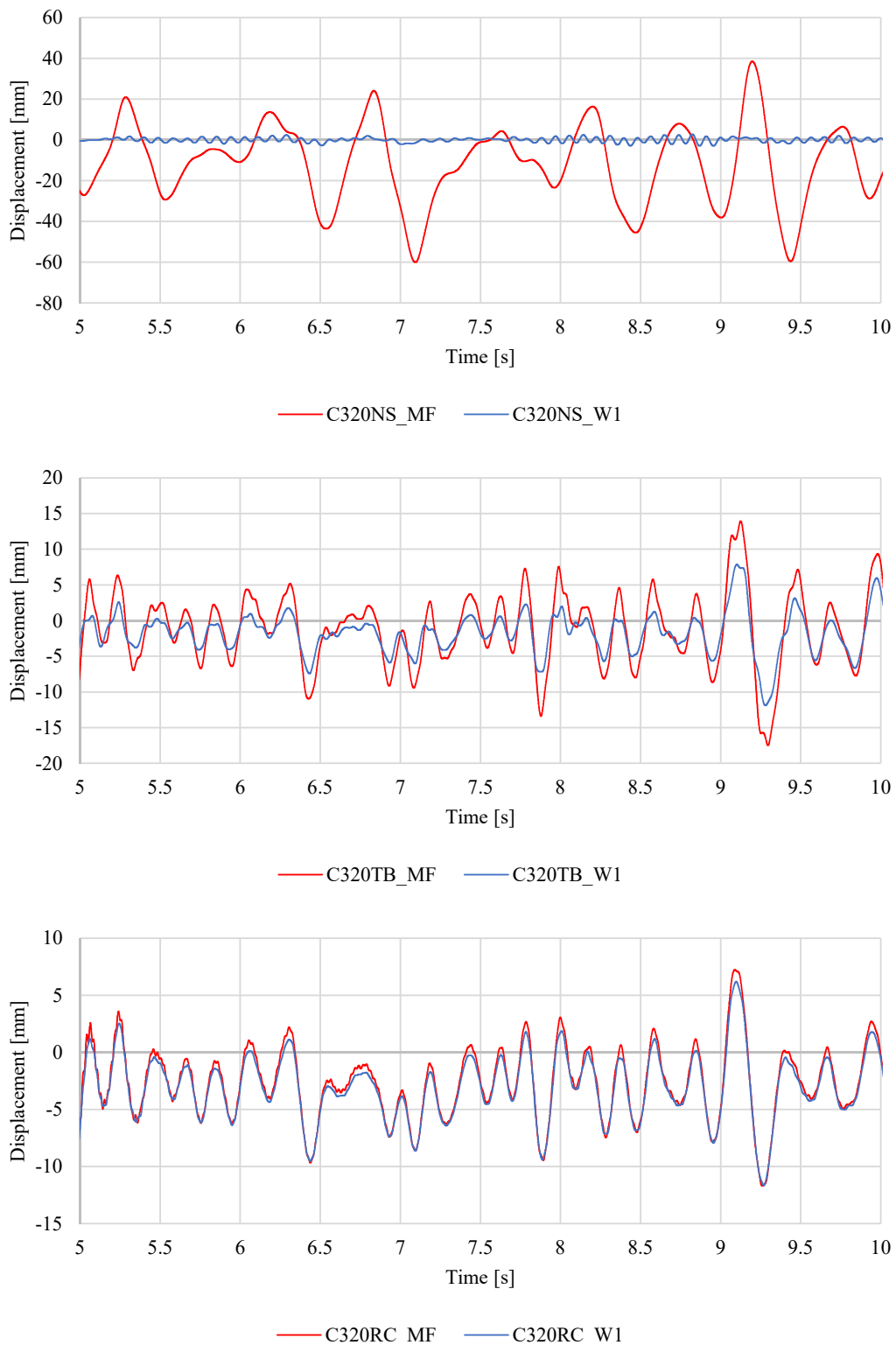


Figura 4.21: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione C320 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

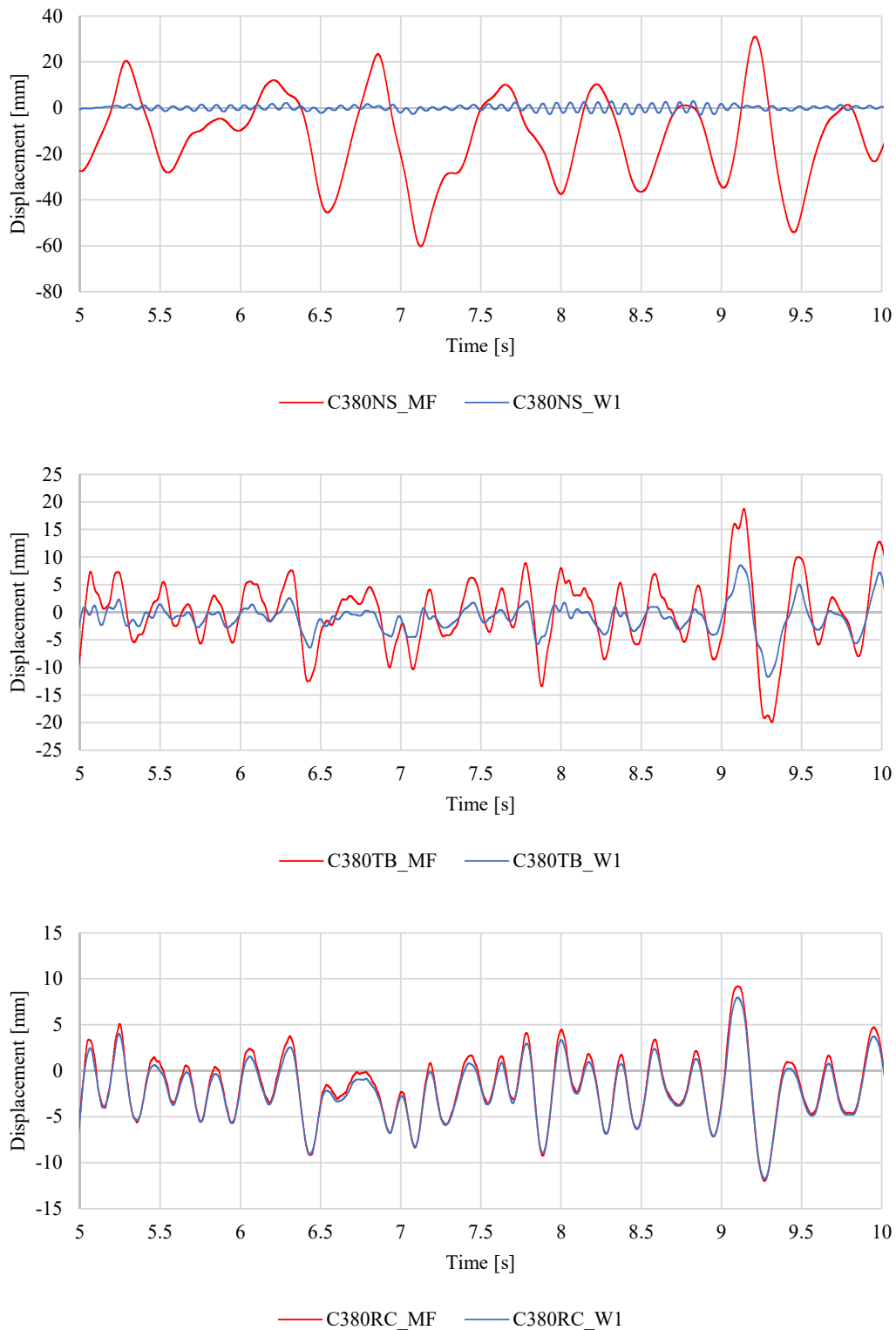


Figura 4.22: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione C380 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

4.3.5 Edificio D

Anche per l'edificio D, avente dimensioni in pianta di 4.5×8.0 m e un'altezza di 3.0 m, non sono state modellate le pareti fuori piano, di ampiezza 8.0 m, poiché si assume che queste abbiano rigidità trascurabile, essendo molto ricche di aperture.

In tabella 4.5 sono riportate le PGA di collasso ottenute nelle varie configurazioni analizzate: per ogni spessore della muratura è evidenziato in corsivo il tipo di solaio che garantisce la migliore performance. Per questa tipologia di edificio il collasso è avvenuto sia per fessurazione diagonale, sia per raggiungimento dello spostamento limite fuori piano per il solaio più flessibile. Perciò, in questo caso, il solaio originario comporta la rottura fuori piano dell'edificio per tutti gli spessori delle pareti e il rinforzo appare sicuramente conveniente, escludendo il consolidamento con la soletta in calcestruzzo, che nuovamente peggiora la capacità sismica dell'edificio.

Nelle figure da 4.23 a 4.28 sono riportati i grafici spostamento-PGA, e spostamento-tempo: si osserva come il solaio originario, analogamente al caso precedente, non consenta di sfruttare la dissipazione energetica legata alla fessurazione diagonale; l'eccessiva flessibilità, infatti, comporta che le pareti nel piano restino pressoché in campo elastico. Poiché la rigidità delle pareti fuori piano è trascurabile, lo spostamento del solaio è legato solo alla massa sismica: all'aumentare dello spessore (e del peso) della muratura, si assiste ad una diminuzione di PGA per tale tipologia di solaio, in controtendenza rispetto alle altre due, in quanto si raggiunge sempre più prematuramente lo spostamento limite fuori piano, a causa della maggiore massa progressivamente coinvolta.

Anche in questo caso, dunque, il solaio consolidato con tavolato a 45° appare davvero un intervento migliorativo, con cui è possibile sfruttare sia la dissipazione fornita dalle murature, sia quella legata all'orizzontamento: il solaio può infatti deformarsi liberamente, entrare in campo plastico e sgravare i maschi murari, assorbendo su di sé una quota dell'energia fornita dal sisma.

Un'ultima osservazione riguarda gli spostamenti limite raggiunti dalle pareti nel piano: come per il precedente caso, i muri fuori piano hanno rigidità trascurabile e non influenzano la deformazione dei maschi murari: infatti, tutti i loro macro-elementi (e non solo quelli alla base delle pareti, come avveniva nei casi A e B) collaborano alla dissipazione, raggiungendo spostamenti maggiori rispetto ai precedenti casi.

Tabella 4.5: PGA di collasso registrate per l'edificio D e tipologie di rottura riscontrate.

Configurazione	PGA di collasso [g]	Modalità di rottura
D250NS	0.466	Collasso fuori piano
<i>D250TB</i>	<i>0.518</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
D250RC	0.360	Fessurazione diagonale
D320NS	0.434	Collasso fuori piano
<i>D320TB</i>	<i>0.602</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
D320RC	0.381	Fessurazione diagonale
D380NS	0.389	Collasso fuori piano
<i>D380TB</i>	<i>0.682</i>	<i>Fessurazione diagonale</i>
D380RC	0.413	Fessurazione diagonale

Capitolo 4. Casi studio analizzati

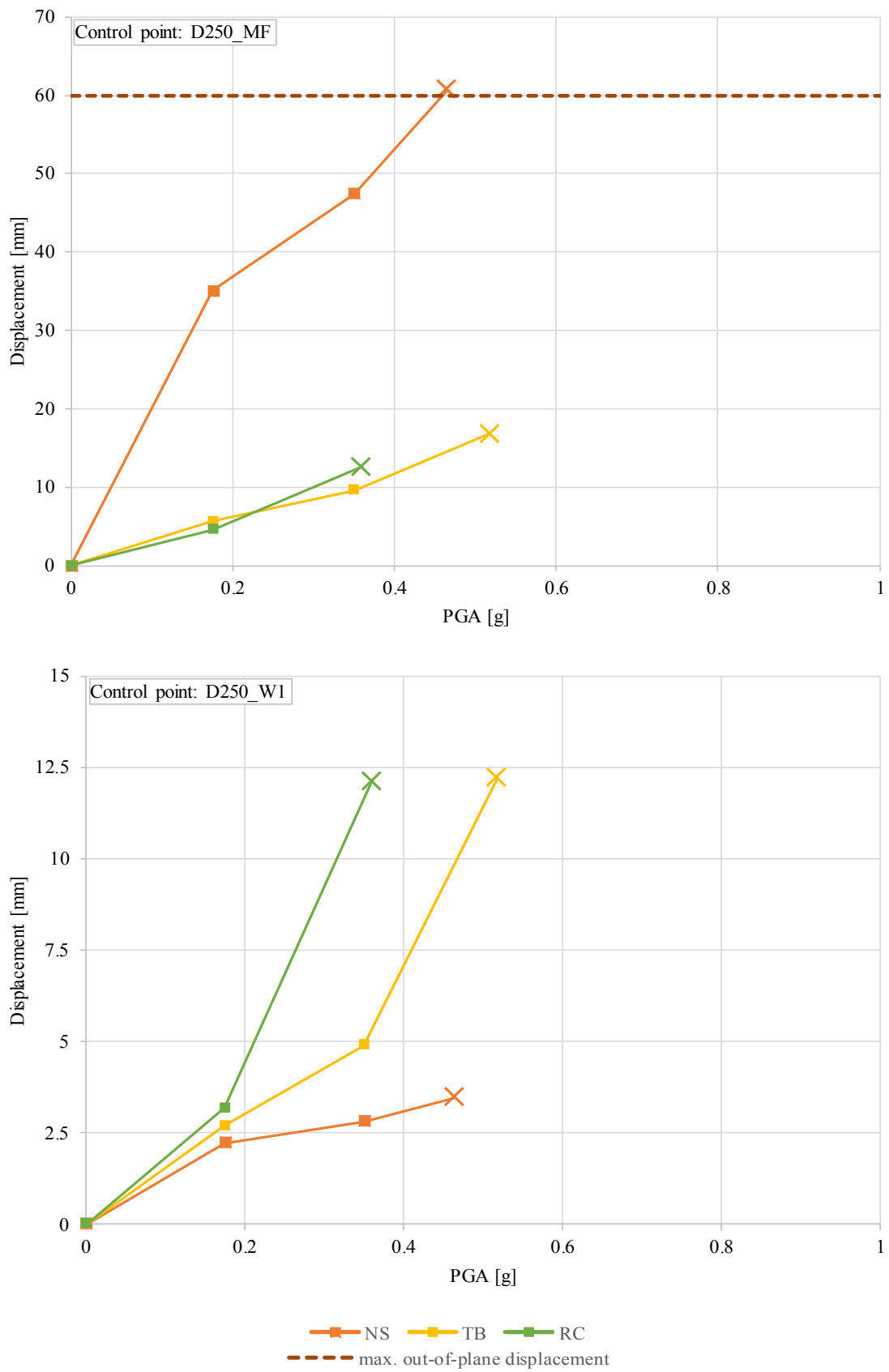


Figura 4.23: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione D250.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

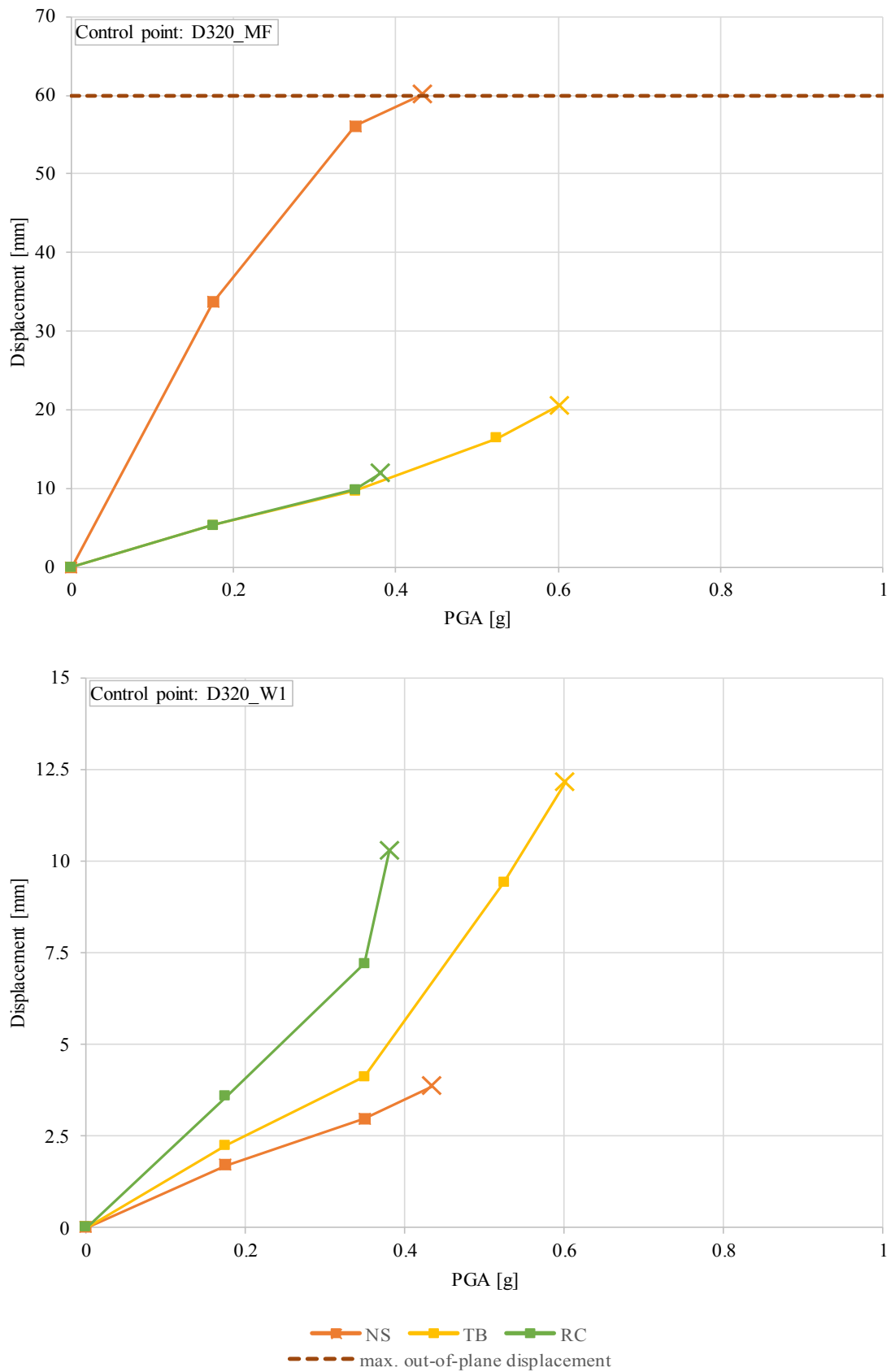


Figura 4.24: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione D320.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

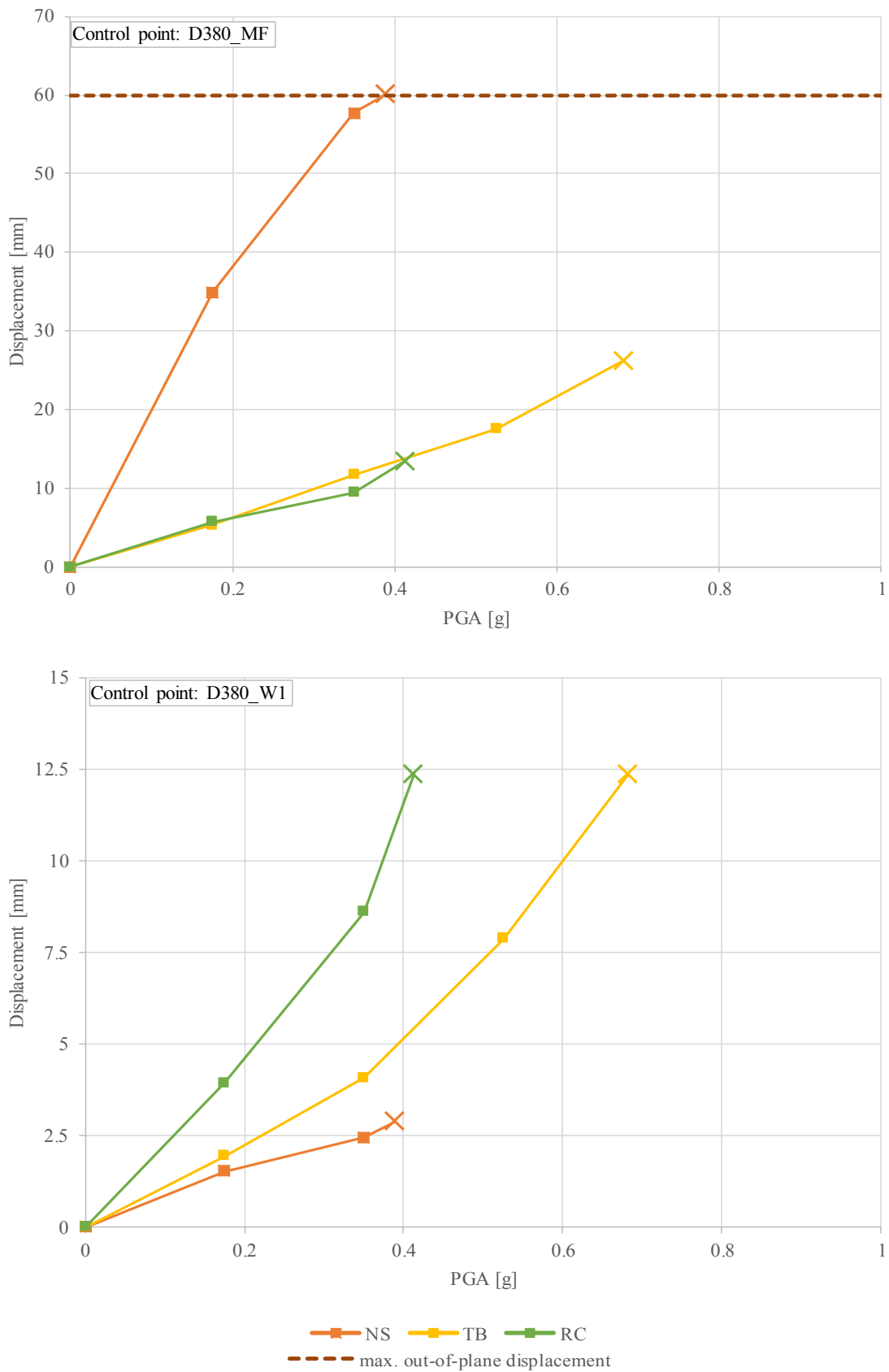


Figura 4.25: Andamenti dei massimi spostamenti dei diversi solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) registrati al crescere della PGA per la configurazione D380.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

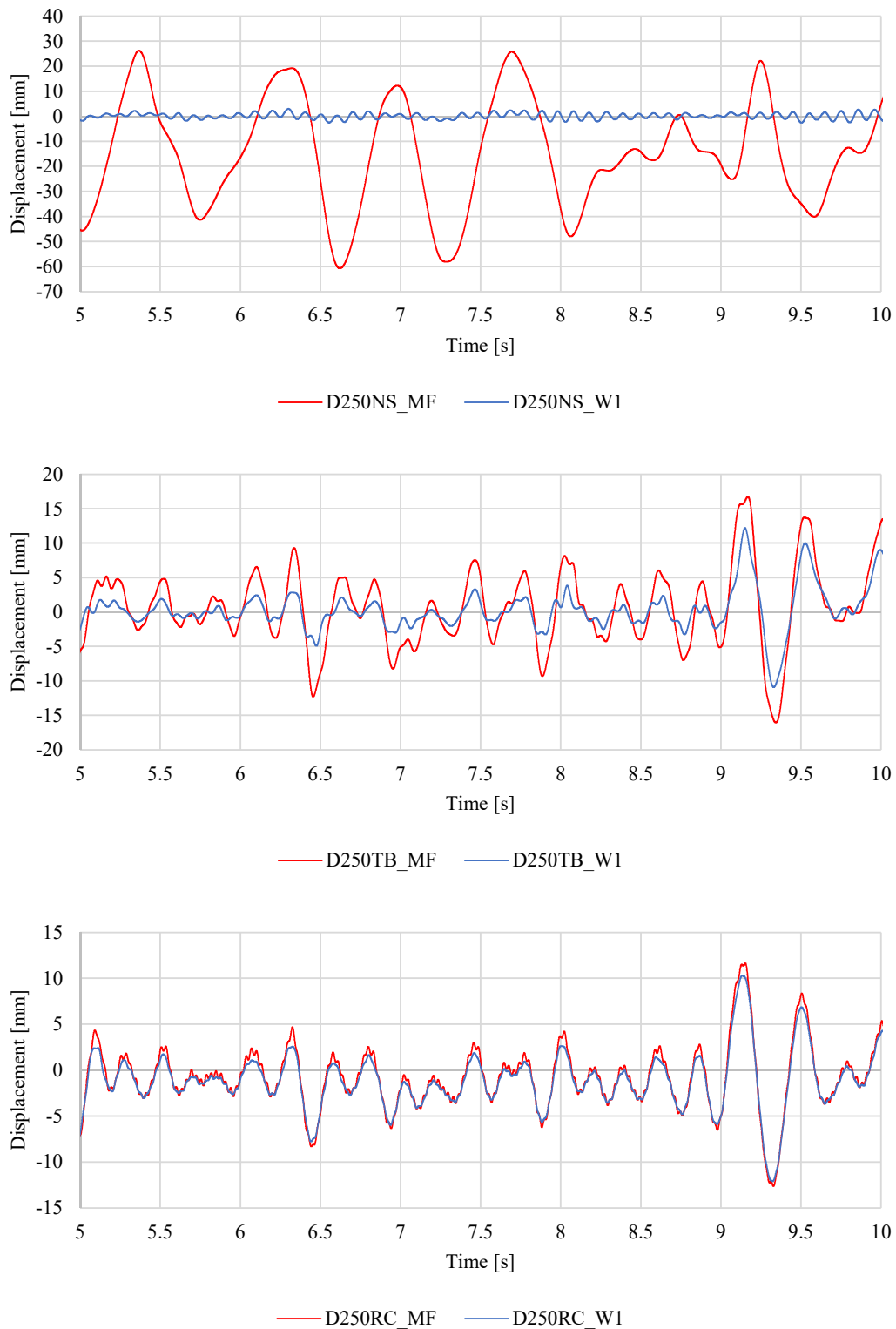


Figura 4.26: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione D250 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

Capitolo 4. Casi studio analizzati

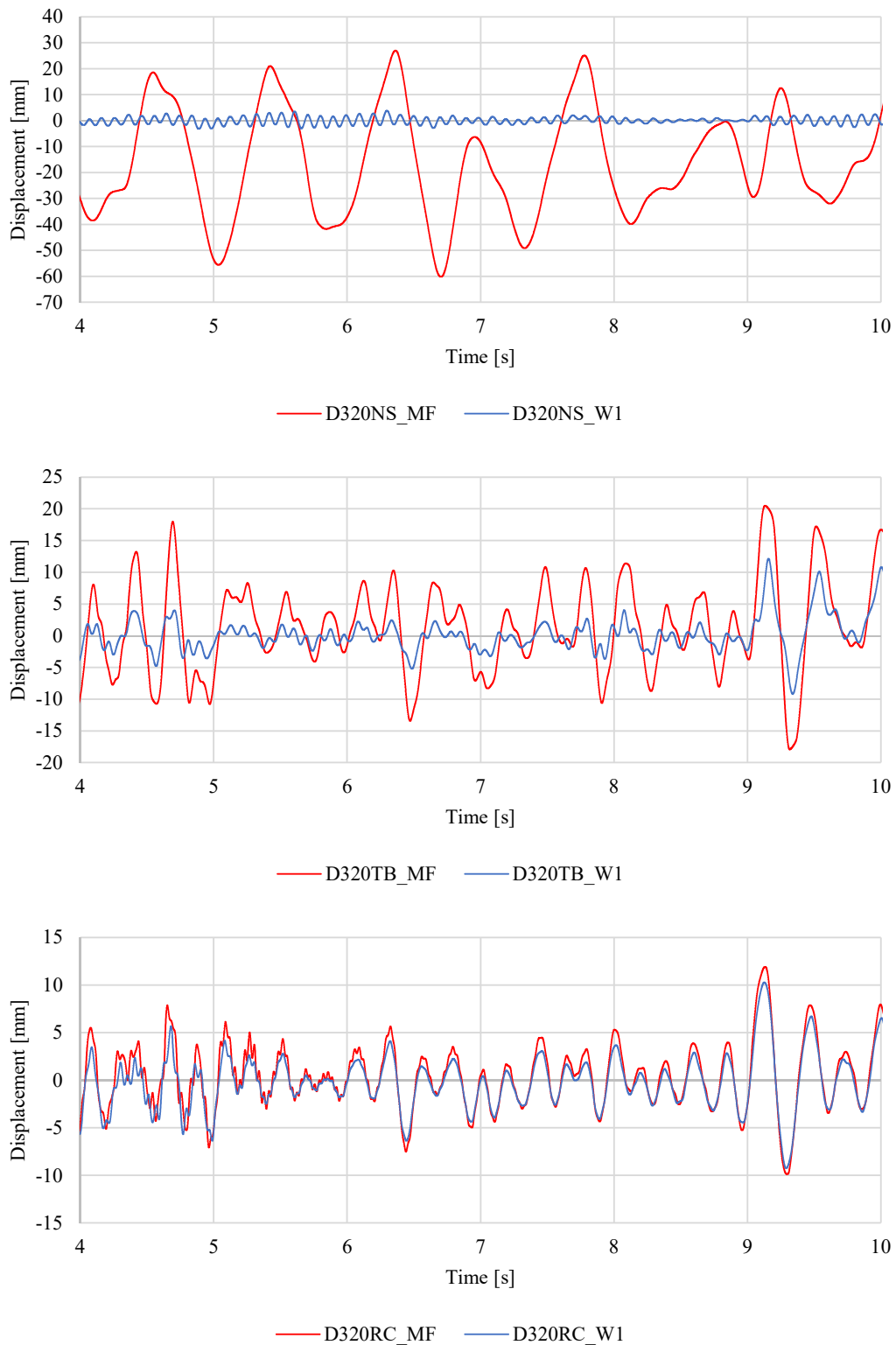


Figura 4.27: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione D320 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

4.3. Discussione dei risultati ottenuti

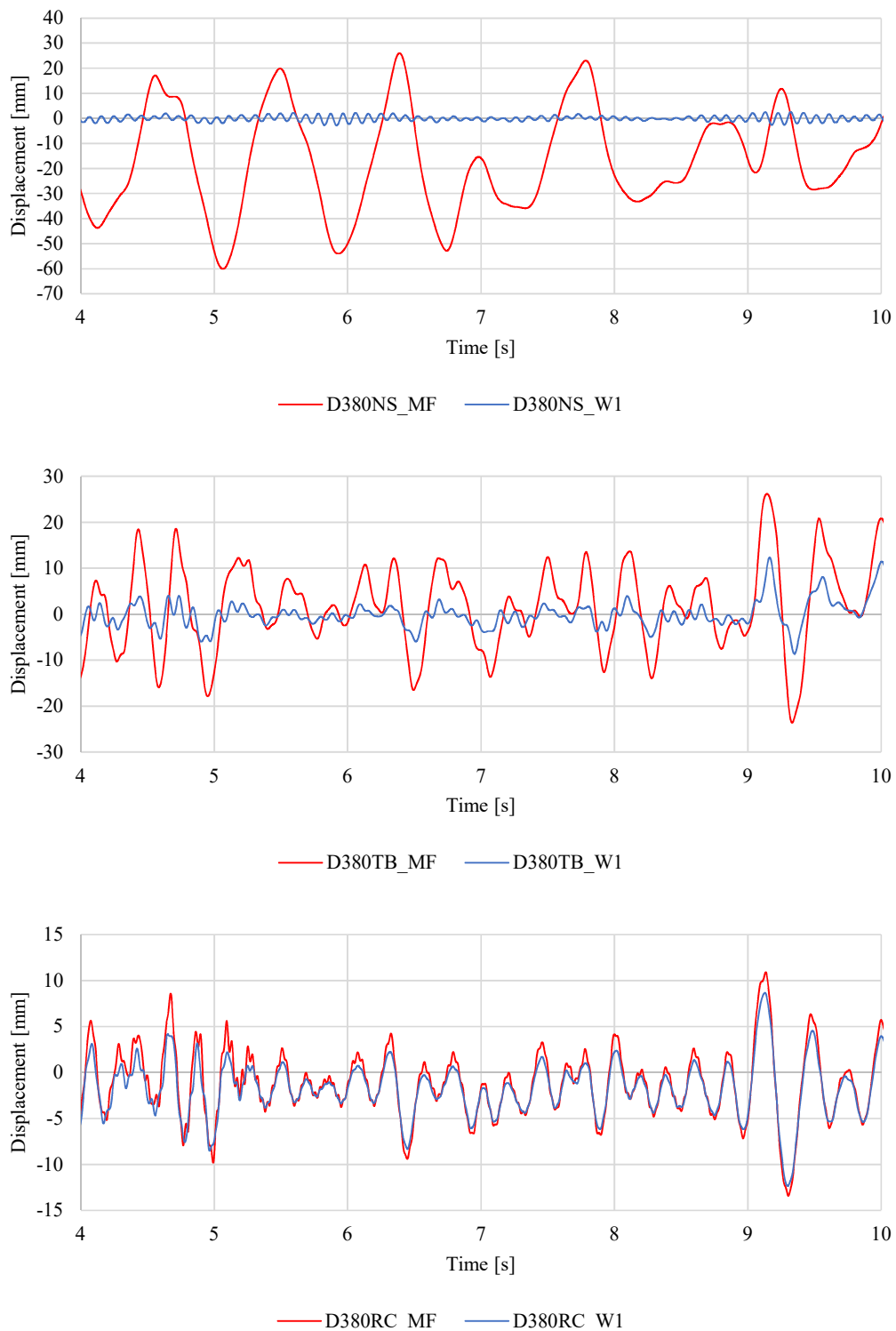


Figura 4.28: Andamenti degli spostamenti dei solai (MF) e dei pannelli murari nel piano (W1) in funzione del tempo per la configurazione D380 alla PGA di collasso. Nell'intervallo riportato è presente lo spostamento massimo registrato per entrambi.

4.3.6 Confronto tra i vari casi esaminati

Dopo aver discusso separatamente alcuni aspetti caratteristici relativi ai singoli edifici analizzati, si procede ad un confronto tra questi, in modo da poter cogliere meglio quale sia l'intervento ottimale da effettuare di volta in volta, in funzione di tutti i parametri in esame.

Innanzitutto, si procede con il confronto tra edifici in cui si è adottata la medesima strategia di modellazione, perciò si comparano i risultati ottenuti per i casi A e B, in cui le pareti fuori piano sono presenti, e per C e D, nei quali queste ultime non sono state modellate.

Sia nel confronto tra gli edifici A e B, sia in quello tra i casi C e D, sono coinvolti i seguenti parametri:

- tre diverse rigidzze delle pareti nel piano, funzione degli spessori assegnati (250, 320 e 380 mm);
- tre diverse tipologie di solaio, con grado crescente di rigidzza: non rinforzato (NS), consolidato con tavolato a 45° (TB), irrigidito con soletta in calcestruzzo armato (RC);
- per ciascun tipo di orizzontamento, due diverse rigidzze nel piano del solaio, funzione della sua larghezza (5.0 o 8.0 m), ossia della distanza tra le due pareti sollecitate nel proprio piano.

I valori di rigidzza associati alla muratura sono stati dedotti a partire dai cicli isteretici relativi alle pareti nel piano: alcuni di essi sono riportati al paragrafo 4.4.3. Invece, nel caso dei solai, le rigidzze nel piano sono state ricavate direttamente a partire dalle prove sperimentali effettuate da C. BALDESSARI [3], utilizzando però due diversi fattori scala per tener conto delle diverse dimensioni degli orizzontamenti. Infatti, come già riportato in precedenza, nelle prove sperimentali i solai misuravano 4.0×5.0 m, mentre negli edifici analizzati le dimensioni sono di 4.5×5.0 m e di 4.5×8.0 m. Pertanto, essendo la direzione di sollecitazione parallela al lato corto, i due fattori di scala risultano:

- per i valori di sforzo, pari per ciascuna configurazione a $4.5/4.0 = 1.125$, analogamente a quanto assunto in fase di calibrazione delle molle rappresentative del comportamento dei solai;
- per i valori di spostamento, pari rispettivamente a 1.0 (stessa dimensione tra prova sperimentale e modello numerico) e a $8.0/5.0 = 1.6$ (il solaio è più ampio nel modello implementato e quindi dà luogo a maggiori spostamenti).

Nei grafici che seguono, tutti i valori di rigidzza sono espressi in kN/mm, in accordo con le prove sperimentali menzionate precedentemente.

Per quanto concerne il confronto tra gli edifici A e B (fig. 4.29), si osserva subito come una stessa tipologia di solaio possa rivelarsi favorevole o meno a seconda della distanza tra due pareti parallele all'azione sismica. Infatti, sia il solaio originario con tavolato semplice, sia quello consolidato con tavolato a 45° non sempre risultano contemporaneamente gli orizzontamenti ottimali per ciascuna delle configurazioni, anche se le motivazioni appaiono pressoché opposte.

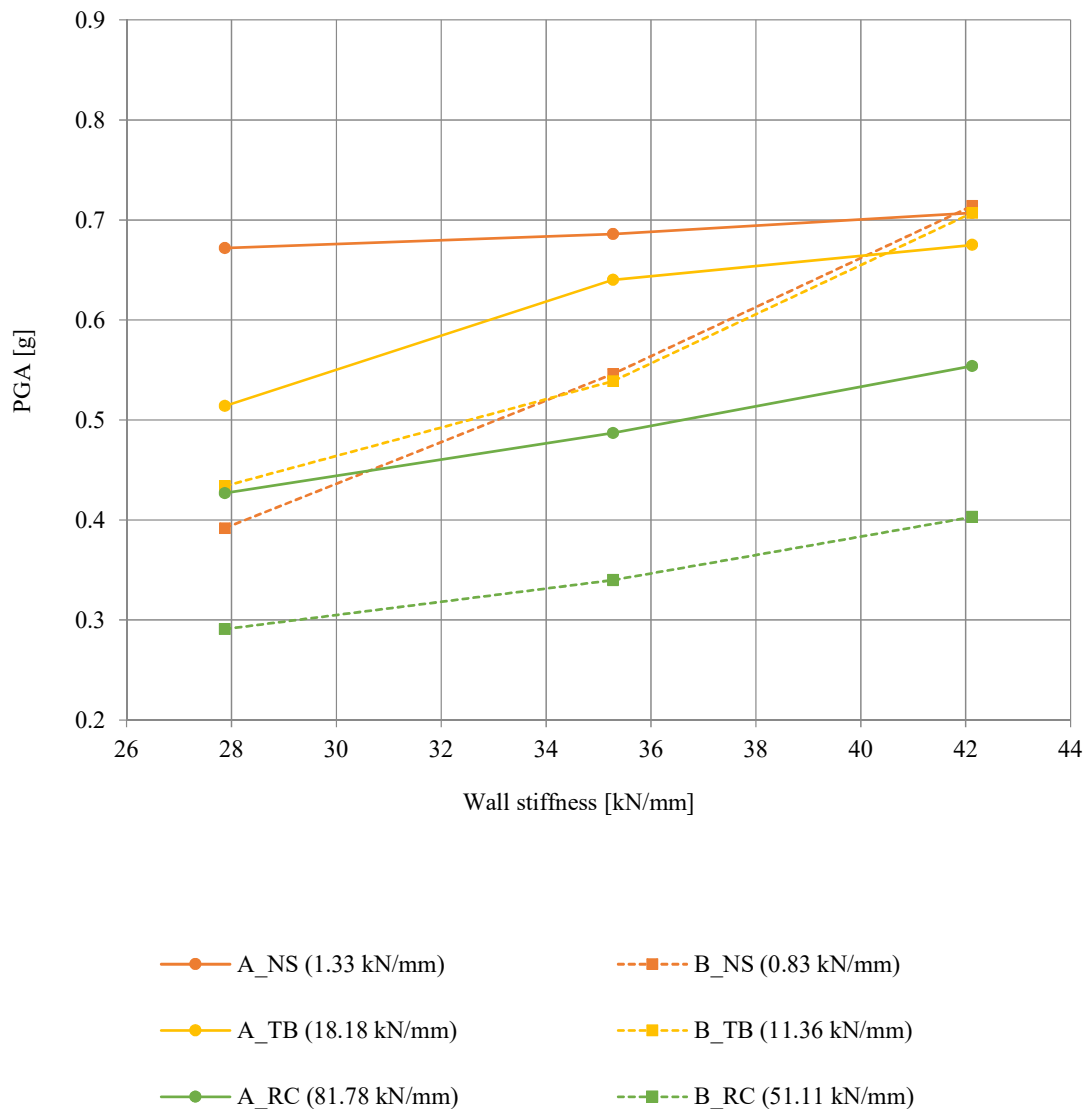


Figura 4.29: Confronto tra le PGA di collasso raggiunte dai diversi solai nelle configurazioni analizzate per gli edifici A e B. Per ciascun tipo di solaio è riportata la rigidezza nel piano nei due casi A e B.

Nel caso del solaio con tavolato semplice, ciò che influenza maggiormente la PGA di collasso raggiunta è la sua rigidezza limitata, che con lunghe pareti fuori piano come nel caso B è sicuramente sconsigliata, soprattutto se queste hanno spessori contenuti e sono quindi più flessibili (250 o 320 mm). Va però rimarcato che questa maggiore capacità di spostamento può portare anche vantaggi al comportamento sismico dell'edificio: per l'edificio A, ad esempio, nonostante la diminuzione di rigidezza delle pareti nel piano sia cospicua al calare dello spessore delle pareti, la PGA di collasso non si riduce di molto. Tale progressiva diminuzione di spessore (e aumento di flessibilità) coinvolge, infatti, anche le pareti fuori piano, perciò il solaio può maturare maggiori spostamenti: nel caso A250NS si arriva quasi al limite di rottura fuori piano, con 55 mm di spostamento in tale direzione, ma ciò consente di sgravare parzialmente i maschi murari dalle sollecitazioni sismiche, e portare l'edificio al

collasso per una PGA di poco inferiore a quella che compete ad un edificio con pareti più massicce. Per l'edificio B, il collasso fuori piano limita invece la PGA di rottura, soprattutto con murature meno rigide, anche se per il caso B320NS il collasso (fuori piano) avviene per un'accelerazione sismica simile a quella che porta a rottura la configurazione B320TB. Nel caso B380NS, invece, il collasso è nel piano, ma con spostamenti molto elevati e dissipazione energetica rilevante, tanto da superare, anche se di poco, la prestazione del solaio consolidato con tavolato a 45°, che comunque raggiunge spostamenti tali da entrare in campo plastico.

Per il solaio consolidato con tavolato a 45°, invece, è la rigidità di quest'ultimo relativamente alle pareti nel piano a comportare un incremento o meno di capacità sismica rispetto al solaio originario. Quando, infatti, l'orizzontamento è troppo rigido rispetto alle pareti, come accade ad esempio per la configurazione A250TB, si osserva un peggioramento rispetto al tavolato semplice, mentre grazie ad una maggiore distanza tra le pareti parallele al sisma (caso B250TB), lo stesso tipo di rinforzo garantisce prestazioni migliori rispetto al solaio originario, che si rivela troppo flessibile e porta al collasso i muri fuori piano. In realtà, quindi, anche se per spessori medi e consistenti delle pareti i due solai sono equivalenti in termini di capacità sismica al collasso, il rinforzo appare comunque raccomandabile per edifici che si trovino in condizioni simili al caso B, in quanto anche un sisma di bassa intensità comporterebbe fessurazioni evidenti e degrado nelle pareti fuori piano se gli orizzontamenti non fossero irrigiditi. Tale intervento di irrigidimento può essere migliorativo solo se si riescono a coniugare contemporaneamente due caratteristiche essenziali relative al solaio:

1. un incremento di massa modesto legato al rinforzo, il quale dovrebbe essere anche possibilmente reversibile;
2. un aumento di rigidità non eccessivo, tenendo conto anche della muratura che costituisce l'edificio.

Questi requisiti sono rispettati dal solaio consolidato con tavolato a 45° soprattutto nel caso B, grazie alla maggiore distanza tra le pareti parallele al sisma. Invece, la soletta in calcestruzzo costituisce a tutti gli effetti non solo un vero e proprio piano rigido, ma è responsabile anche di un notevole incremento di massa: certamente ciò è un vantaggio per la resistenza dei maschi murari su cui il solaio poggia, ma questi ultimi sono subito messi in gioco. Infatti, ad un orizzontamento così rigido non può essere affidata alcuna dissipazione, la quale si trasferisce, perciò, proprio alle pareti, causandone anticipatamente il collasso. Questo aspetto è evidenziato dalla differenza in termini di massa tra caso A e caso B: l'incremento di 1.6 volte del peso del solaio, legato alla sua maggiore estensione, comporta una diminuzione di PGA di circa il 40%.

Per quanto riguarda, invece, il confronto tra gli edifici C e D (fig. 4.30), si osserva come la presenza di pareti fuori piano ricche di aperture e di rigidità trascurabile limiti di molto i possibili effetti benefici del solaio con tavolato semplice, che per tutte le configurazioni raggiunge rapidamente lo spostamento limite fuori piano. In entrambi i casi, dunque, il rinforzo è raccomandabile, non solo quando si hanno pareti fuori piano più lunghe, come avveniva in precedenza. Si conferma, inoltre, quanto già affermato nell'analisi dei singoli casi C e D: il solaio con tavolato semplice appare in

controtendenza rispetto agli altri, diminuendo la PGA di collasso all'aumentare dello spessore delle pareti. Queste ultime, infatti, data l'elevata capacità di spostamento del solaio, non sono neppure coinvolte nel processo dissipativo, rimanendo sempre in campo elastico (paragrafo 4.4.3): è perciò solo l'incremento di massa, collegato all'aumento dello spessore delle pareti, ad influire sulla PGA raggiunta, in quanto un maggiore peso della muratura comporta inevitabilmente il raggiungimento dello spostamento limite fuori piano in anticipo rispetto ad un edificio con pareti più leggere. Nel caso D380NS, il collasso fuori piano avviene addirittura ad una PGA inferiore a quella raggiunta nella configurazione D380RC: è questa l'unica situazione in cui la soletta in calcestruzzo non si dimostra l'intervento di irrigidimento peggiore, rimanendo comunque non ottimale.

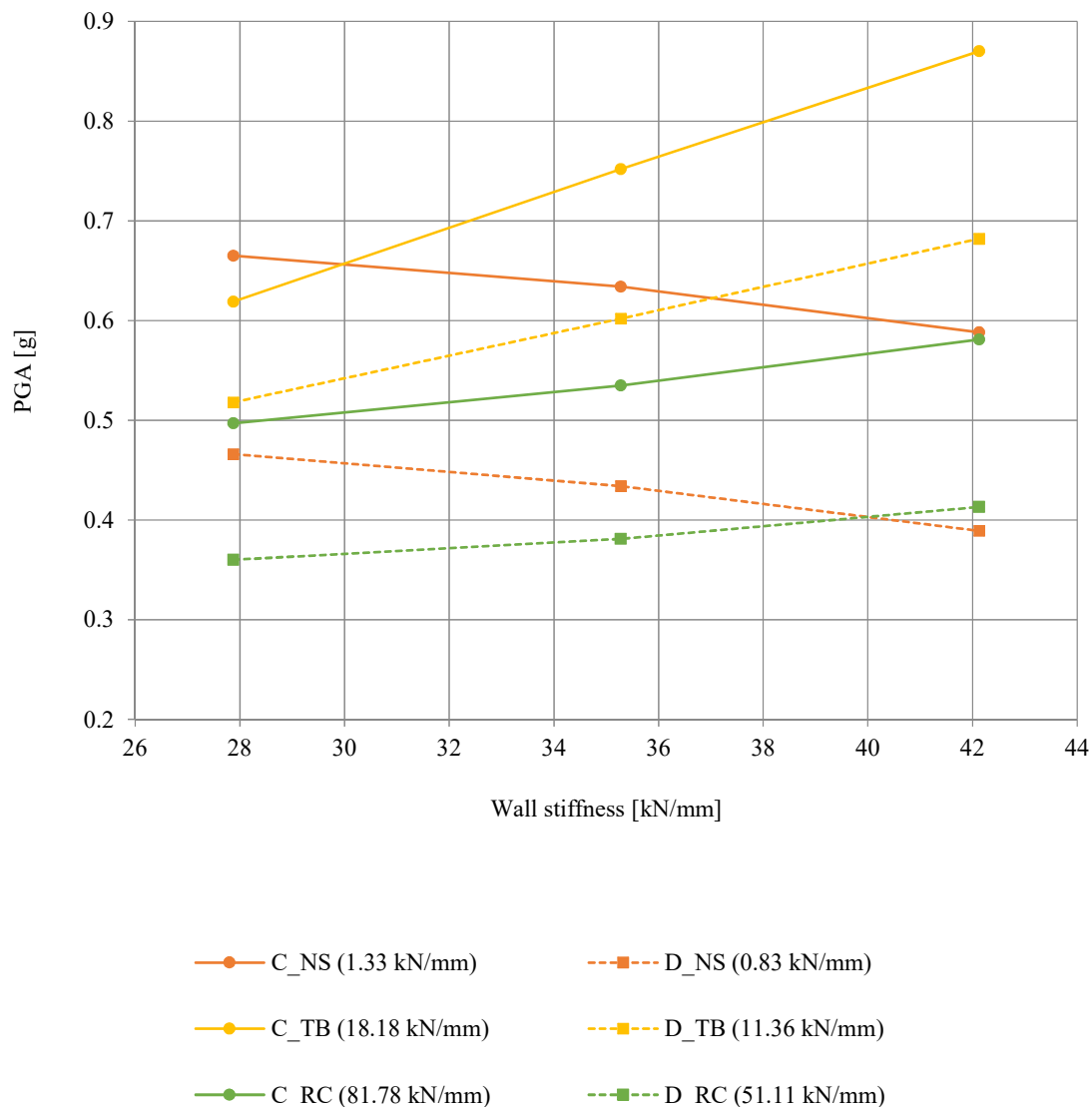


Figura 4.30: Confronto tra le PGA di collasso raggiunte dai diversi solai nelle configurazioni analizzate per gli edifici C e D. Per ciascun tipo di solaio è riportata la rigidezza nel piano nei due casi C e D.

Pertanto, nei casi C e D, vista la rigidità trascurabile delle pareti fuori piano, è evidente come l'eccessiva flessibilità del solaio sia svantaggiosa, e l'irrigidimento sia necessario, sempre utilizzando il consolidamento mediante tavolato a 45°. Tuttavia, è interessante osservare come nel caso C250TB anche quest'ultimo solaio sia comunque troppo rigido, e una PGA maggiore venga invece toccata dall'orizzontamento più flessibile, in virtù della minor massa coinvolta e della maggiore dissipazione, nonostante il collasso fuori piano.

Per tutte le altre configurazioni, il solaio consolidato con tavolato a 45° rappresenta l'intervento ottimale, soprattutto con murature massicce, in cui si riesce nuovamente ad unire sia la dissipazione legata allo snervamento del solaio, sia quella connessa al meccanismo di rottura per fessurazione diagonale: accade, quindi, ciò che si era riscontrato per il solaio con tavolato semplice nei casi A380NS e B380NS. Un simile comportamento garantisce lo sfruttamento globale di tutte le riserve di resistenza dell'edificio, accrescendone notevolmente la capacità sismica: questo obiettivo deve essere perseguito, nel recupero di edifici esistenti o storici, affinché si raggiunga l'ottimale rapporto tra la rigidità delle murature e la rigidità dei solai, garantendo così un reale miglioramento dal punto di vista della resistenza al sisma.

Concludendo con un breve confronto generale tra i quattro casi A, B, C e D, si può notare come la PGA raggiunta per le configurazioni con la soletta in calcestruzzo sia simile, anche se leggermente superiore per i casi B e D, rispetto agli stessi edifici con pareti fuori piano piene (A e C): ciò può essere imputato all'influenza di queste ultime, che possono condizionare la dinamica dell'intero edificio. Per tale motivo, oltre alle analisi già effettuate, si è cercata una conferma di questo fatto modificando la distribuzione delle masse delle pareti fuori piano: anziché concentrare il peso del muro sul solaio, questo è stato suddiviso in più masse pertinenti a ciascun nodo del graticcio di elementi *beam*. Questa più accurata rappresentazione del comportamento dinamico dei muri fuori piano ha portato a raggiungere PGA inferiori del 5% circa: la strategia di modellazione utilizzata permette, dunque, di cogliere abbastanza accuratamente l'influenza di tali pareti, che va tenuta in conto se queste sono piene. Osservando anche le piante degli edifici, si può subito comprendere che con forme così compatte è inevitabile che una parete correttamente ammorsata possa influire sulla risposta globale degli edifici stessi, e questo si riscontra anche nei diversi *drift* cui i maschi murari sono soggetti:

- circa 12 mm (0.4%), con deformata puramente tagliente su tutta l'altezza dei maschi stessi, in assenza delle pareti fuori piano;
- circa 7-8 mm (0.3%) e con deformata tagliente solo al di sotto della fascia di piano, in presenza di pareti fuori piano piene, caratterizzate invece da una deformata flessionale che influisce sul comportamento complessivo dell'edificio.

Quanto affermato per la soletta in calcestruzzo può essere esteso anche per il solaio consolidato con tavolato a 45°, anche se in questo caso le pareti fuori piano influiscono non solo nella dinamica globale dell'edificio, ma limitano parzialmente lo spostamento dell'orizzontamento: se, per un solaio flessibile, questo è certamente un vantaggio notevole, può non esserlo per un solaio più rigido. Infatti, un minor spostamento per il solaio consolidato a 45° comporta in alcune situazioni il mancato snervamento di quest'ultimo, che quindi non ha capacità dissipative e trasferisce

completamente le forze sismiche ai maschi murari, peggiorando la risposta dell'edificio. Invece, per il solaio con tavolato semplice la presenza di una parete piena è senz'altro benefica: confrontando i casi B380NS e D380NS, la differenza in termini di PGA di collasso è evidente. Nel primo caso, la parete piena può ridurre lo spostamento del solaio, anche se ci si trova vicini al limite per il collasso fuori piano, ma consente contemporaneamente una notevole dissipazione dell'energia fornita dal sisma: unitamente alla fessurazione diagonale, ciò permette di sfruttare tutte le riserve di resistenza e di pervenire ad un comportamento ottimale da parte dell'edificio. Nel secondo caso, invece, l'eccessiva flessibilità causa il collasso fuori piano dell'edificio senza neppure aver portato i maschi murari oltre il campo elastico: viene meno, perciò, il contributo dissipativo dato dal meccanismo di rottura per fessurazione diagonale.

4.4 Ulteriori valutazioni effettuate

4.4.1 Periodi degli edifici esaminati

In questo paragrafo sono riportati tutti i periodi degli edifici analizzati, restituiti dal software per le varie configurazioni. La verifica di questi valori è estremamente significativa, specialmente per due aspetti fondamentali.

1. Come riportato all'inizio del presente capitolo, lo spettro di risposta utilizzato nelle analisi è caratterizzato da un *plateau* racchiuso nell'intervallo di periodo 0.15-0.40 s, perciò è importante valutare se gli edifici siano effettivamente comparabili tra loro, verificando cioè che i periodi rientrino tutti all'interno di tale intervallo, o al più nelle immediate vicinanze.
2. È necessario controllare che il graticcio di elementi *beam* impiegato per modellare le pareti piene fuori piano non dia luogo ad un incremento eccessivo della rigidità del sistema. D'altro canto, la condizione di vincolo scelta (cerniera cilindrica) lascia la parete libera di ruotare, al contrario di un incastro, che invece avrebbe irrigidito troppo il graticcio.

Tabella 4.6: Periodi (in secondi) delle diverse configurazioni analizzate.

Edificio A		Edificio B		Edificio C		Edificio D	
A250NS	0.18	B250NS	0.25	C250NS	0.18	D250NS	0.27
A250TB	0.15	B250TB	0.19	C250TB	0.14	D250TB	0.18
A250RC	0.15	B250RC	0.18	C250RC	0.15	D250RC	0.18
A320NS	0.17	B320NS	0.23	C320NS	0.18	D320NS	0.28
A320TB	0.14	B320TB	0.17	C320TB	0.14	D320TB	0.17
A320RC	0.14	B320RC	0.17	C320RC	0.14	D320RC	0.17
A380NS	0.16	B380NS	0.22	C380NS	0.19	D380NS	0.29
A380TB	0.13	B380TB	0.17	C380TB	0.13	D380TB	0.17
A380RC	0.13	B380RC	0.16	C380RC	0.13	D380RC	0.17

Come si può osservare da quanto riportato in tabella 4.6, tutti i periodi sono compresi nell'intervallo di riferimento, o comunque non se ne discostano significativamente (lo scarto massimo è pari a 0.02 s). Inoltre, come prevedibile, si hanno periodi maggiori per gli edifici con il solaio originario, più flessibile, e progressivamente più ridotti al crescere dell'irrigidimento. Allo stesso modo, i periodi maggiori per uno stesso tipo di solaio si riscontrano nel caso in cui la distanza tra le pareti parallele al sisma misuri 8.0 m, ossia quando la rigidezza dell'orizzontamento è minore.

Alcune piccole differenze sono presenti tra il solaio consolidato con tavolato a 45° e quello irrigidito con la soletta in calcestruzzo, poiché quest'ultimo è certamente più rigido, e quindi ci si aspetterebbe un periodo minore, ma ad esso è collegato anche un considerevole aumento di massa, tale da controbilanciarne l'incremento di rigidezza: infatti, i periodi risultano sempre molto simili.

4.4.2 Rischio di collasso delle pareti fuori piano

Un altro aspetto essenziale da considerare nella scelta dell'intervento ottimale consiste nella valutazione del rischio di possibili collassi fuori piano, anche a livello locale. Sono perciò stati rappresentati in un singolo grafico di confronto (fig. 4.31) i massimi spostamenti fuori piano registrati alla PGA di collasso, il cui valore è riportato per ciascuna configurazione esaminata. Laddove il collasso è stato causato proprio dalla rottura delle pareti fuori piano, le configurazioni sono state disposte in ordine decrescente di PGA.

Dal grafico riportato, si evince subito come i problemi maggiori si abbiano, a prescindere dalla configurazione, con i solai non rinforzati, com'era da attendersi; viceversa, il minor rischio di rottura fuori piano è garantito dagli orizzontamenti consolidati con soletta in calcestruzzo armato, cioè i più rigidi.

Si è scelto di riportare i risultati con un'opportuna gradazione di colori, non solo per evidenziare i casi limite (rischio minimo e massimo), ma anche per fornire un riferimento più chiaro per tutti i casi intermedi. Come già anticipato, infatti, negli edifici in cui il solaio con tavolato semplice dà luogo a spostamenti notevoli fuori piano, pur non giungendo al collasso, potrebbe essere necessario valutare non soltanto quest'ultima condizione per scegliere il miglior intervento da effettuare, ma verificare anche se esso sia adeguato in condizioni di esercizio: si deve evitare, infatti, che anche a fronte di un sisma di intensità medio-bassa, le pareti subiscano fessurazioni, lesioni, e degrado tali da dover intervenire su di esse.

Ad esempio, anche il solaio consolidato con tavolato a 45° manifesta per alcune configurazioni una buona capacità di spostamento, che però è ben più limitata rispetto al solaio originario, perciò se in questi casi la capacità sismica dell'edificio dopo l'intervento di irrigidimento è simile (o maggiore, evidentemente), questo tipo di rinforzo è raccomandabile e ottimale anche in condizioni di esercizio.

Un'ultima considerazione riguarda le configurazioni caratterizzate dal rischio minimo di rottura fuori piano: come si può notare, si tratta degli edifici in cui è presente la soletta in calcestruzzo armato. Infatti, l'elevata rigidezza degli orizzontamenti implica spostamenti limitati, ma sono proprio questi solai a portare al collasso le pareti nel piano alle PGA più basse, a conferma del fatto che l'eccessivo irrigidimento, pur minimizzando il rischio di rottura fuori piano, è comunque dannoso.

4.4. Ulteriori valutazioni effettuate

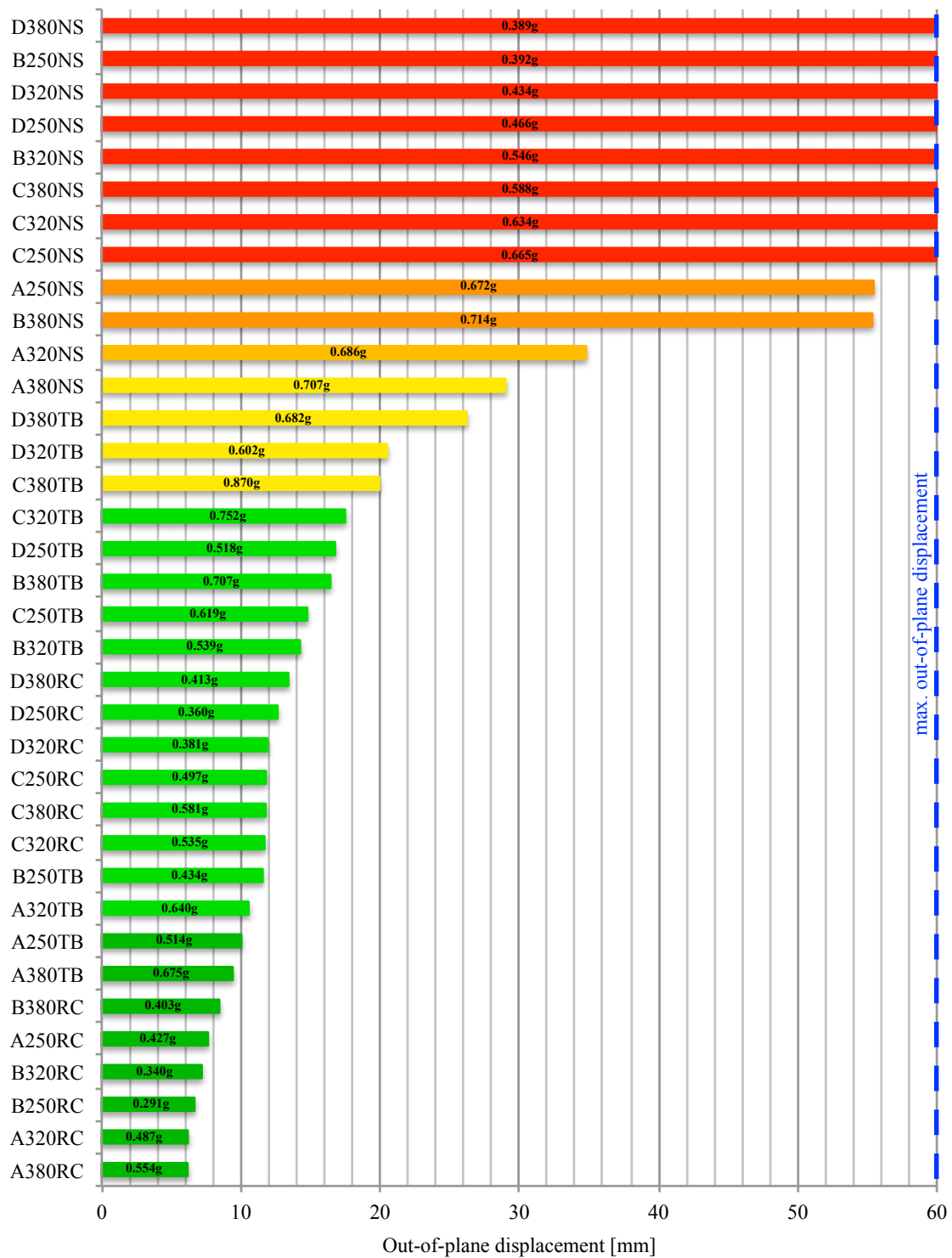


Figura 4.31: Spostamenti massimi fuori piano per le diverse configurazioni analizzate, ordinate dal rischio di collasso minimo (colore verde) a quello massimo (colore rosso).

4.4.3 Comportamento delle pareti nel piano

In questa sezione viene discusso il comportamento manifestato dalle pareti sollecitate nel proprio piano dall'azione sismica, in funzione della tipologia dei solai. Come osservato, si sono verificate due modalità di rottura distinte:

- collasso nel piano per fessurazione diagonale;
- collasso per raggiungimento dello spostamento limite fuori piano.

Vale la pena, tuttavia, sottolineare qualche ulteriore aspetto emerso dalle analisi effettuate, a corredo dei risultati finora discussi.

In primo luogo, per quanto concerne il meccanismo di rottura per fessurazione diagonale, si osserva come questo costituisca la modalità di collasso prevalente: gli andamenti del taglio alla base, in funzione dello spostamento in sommità delle pareti nel piano (W1), evidenziano un comportamento simile tra le varie tipologie di solaio, quando anche per l'orizzontamento più flessibile si giunge a questo tipo di rottura (figg. 4.32a, 4.32b, 4.32c). Il ciclo isteretico manifesta, infatti, un degrado di rigidità e di resistenza tipico di tale meccanismo di collasso, e questo si verifica per i tre diversi spessori, come si può notare dai grafici riportati.

Quando però, come avviene nei casi C e D, il solaio con tavolato semplice è in grado di oscillare liberamente, le pareti nel piano non sono particolarmente sollecitate (fig. 4.32d), e rimangono di fatto in campo elastico. Ciò conferma quanto in precedenza affermato relativamente all'andamento in controtendenza di questa tipologia di orizzontamento, la cui PGA di collasso diminuisce leggermente all'aumentare dello spessore per i casi C e D: non essendoci alcun coinvolgimento delle pareti, lo spostamento fuori piano dipende unicamente dalla massa sismica, all'aumentare della quale si raggiunge sempre più prematuramente il valore limite. Dal confronto tra le figure 4.32c e 4.32d, che si riferiscono ad edifici identici per dimensioni (A e C), ma in cui sono presenti o meno le pareti piene fuori piano, si può subito osservare come la presenza di queste ultime comporti un minore spostamento del solaio e un coinvolgimento molto più marcato dei maschi murari, che appaiono anch'essi impegnati nella dissipazione dell'energia fornita dal sisma. Ciò si riflette anche sulla diversa PGA raggiunta, pari a 0.71 g nel caso A e a 0.59 g nel caso C.

Perciò, se le pareti non sono sollecitate a tal punto da giungere in campo plastico, non è certamente presente il loro contributo dissipativo, su cui possono invece contare gli edifici A e B, aventi stesse dimensioni degli edifici C e D, ma in cui sono presenti anche le pareti piene fuori piano: infatti, per i casi A e B le PGA raggiunte sono rilevanti, in quanto tutto l'edificio è coinvolto nel meccanismo dissipativo (specie per i casi A250NS e B380NS), con fessurazione diagonale delle pareti nel piano e spostamenti tali da portare a snervamento il solaio. Come già rimarcato, un intervento ottimale dovrebbe portare allo sfruttamento di tutte le riserve di resistenza dell'edificio, e questi casi costituiscono un semplice esempio di tale concetto.

4.4.4 Effetti dissipativi dei solai

Un'ultimo aspetto da considerare riguarda la possibilità di affidare agli orizzontamenti una parte della dissipazione dell'energia derivante dalla sollecitazione sismica.

4.4. Ulteriori valutazioni effettuate

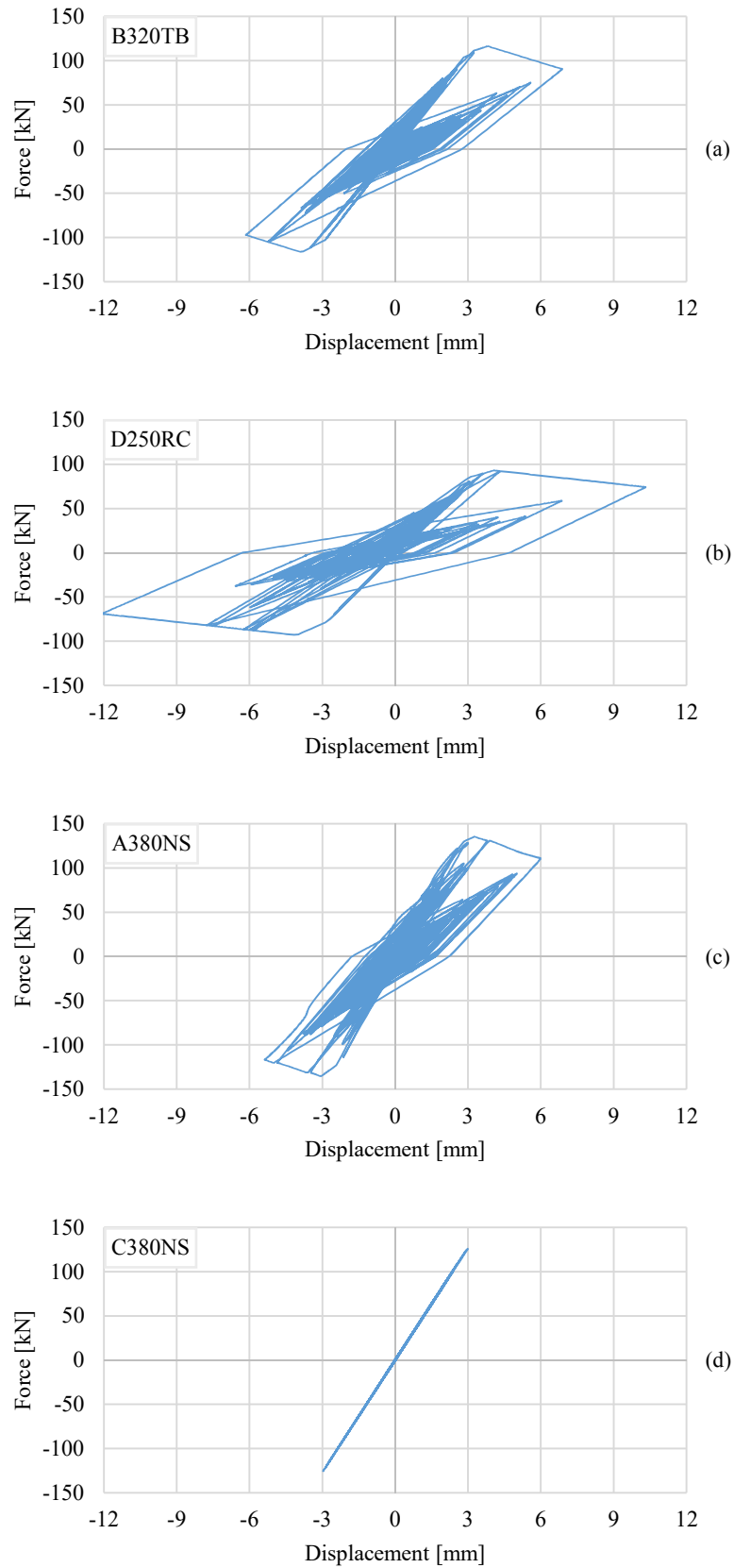


Figura 4.32: Andamenti del taglio alla base in funzione dello spostamento in sommità (W1) per una singola parete nel piano; per ciascun grafico è indicata la configurazione di riferimento.

Tralasciando i solai consolidati con soletta in calcestruzzo armato, per i quali tale dissipazione non può avvenire, data l'elevatissima rigidità, è interessante osservare come, negli edifici che hanno registrato le PGA di collasso più elevate, lo spostamento relativo tra la mezzera del solaio (MF) e le pareti nel piano (W1 e W2) sia stato tale da portare allo snervamento gli orizzontamenti: ciò è stato riscontrato per tutti i casi analizzati in cui era presente il solaio con tavolato semplice, essendo quest'ultimo in grado di maturare notevoli spostamenti, e anche per alcune configurazioni in cui era coinvolto il solaio consolidato con tavolato a 45°. Proprio quando tale tipologia di irrigidimento ha potuto garantire una certa dissipazione, si sono ottenute le PGA maggiori (ad esempio, nel caso C380TB).

In effetti, sia il solaio con tavolato semplice, sia quello irrigidito con tavolato a 45°, sono caratterizzati dalla presenza di connessioni diffuse, come viti o chiodi, le quali certamente possono contribuire alla dissipazione dell'energia legata al sisma, al contrario di sistemi più rigidi e meno duttili, come la soletta in calcestruzzo o l'incollaggio di pannelli in compensato sull'orizzontamento esistente. Va, infatti, sottolineato come lo stesso *Eurocodice 8* [19], nella sezione dedicata alle costruzioni in legno, distingue tra diaframmi chiodati e diaframmi incollati, assegnando agli edifici in cui siano presenti i primi un fattore di struttura più elevato. Ovviamente, tale indicazione è valida per la progettazione di nuovi edifici in legno, ma a partire da questa appare sensato attribuire una certa capacità dissipativa anche ai solai lignei di edifici esistenti o storici, purché dotati di connessioni adeguate e diffuse.

Nelle figure che seguono, sono riportati i cicli isteretici sperimentali del solaio con tavolato semplice e di quello consolidato con tavolato a 45°: è stato indicato nel ramo positivo il massimo spostamento relativo raggiunto per alcune configurazioni; i casi in cui si è raggiunta la PGA più elevata si sono verificati proprio quando si è superata la soglia di snervamento del solaio. Dal momento che per mostrare tale risultato si sono utilizzati i cicli sperimentali effettuati su solai aventi dimensioni 4.0×5.0 m, gli spostamenti relativi riportati per i casi B e D sono stati opportunamente ridotti del fattore di scala impiegato per gli spostamenti stessi, pari a 1.6, come precedentemente riportato. L'aspetto più interessante riguarda la possibilità di affidare la dissipazione energetica anche ad un solaio rinforzato, in quanto in alcune situazioni (presenza di murature massicce e/o di pareti fuori piano molto ampie o di rigidità trascurabile) si raggiungono PGA talvolta di molto superiori rispetto a tutte le altre tipologie di orizzontamento: l'unica attenzione da porre è legata alla verifica della rigidità e della qualità della muratura, in quanto se il solaio consolidato con tavolato a 45° risulta comunque troppo rigido rispetto alle pareti (caso A250TB in figura), non si ha dissipazione e l'orizzontamento si comporta come un piano rigido vero e proprio. Laddove però l'intervento di rinforzo sia giudicato raccomandabile ed opportuno, i miglioramenti sono evidenti, come si può constatare dai risultati ottenuti.

In ogni caso, tutte le storie di spostamento precedentemente riportate mostrano come il solaio con tavolato semplice sia così flessibile da oscillare in modo quasi indipendente dalle pareti, al contrario della soletta in calcestruzzo che segue gli spostamenti dei muri nel piano, data la sua elevata rigidità. Un comportamento intermedio si ha per il solaio consolidato con tavolato a 45°, che riesce però a garantire i migliori risultati quando la sua flessibilità è sufficiente a maturare spostamenti relativi consistenti rispetto alle pareti, in analogia con il solaio originario.

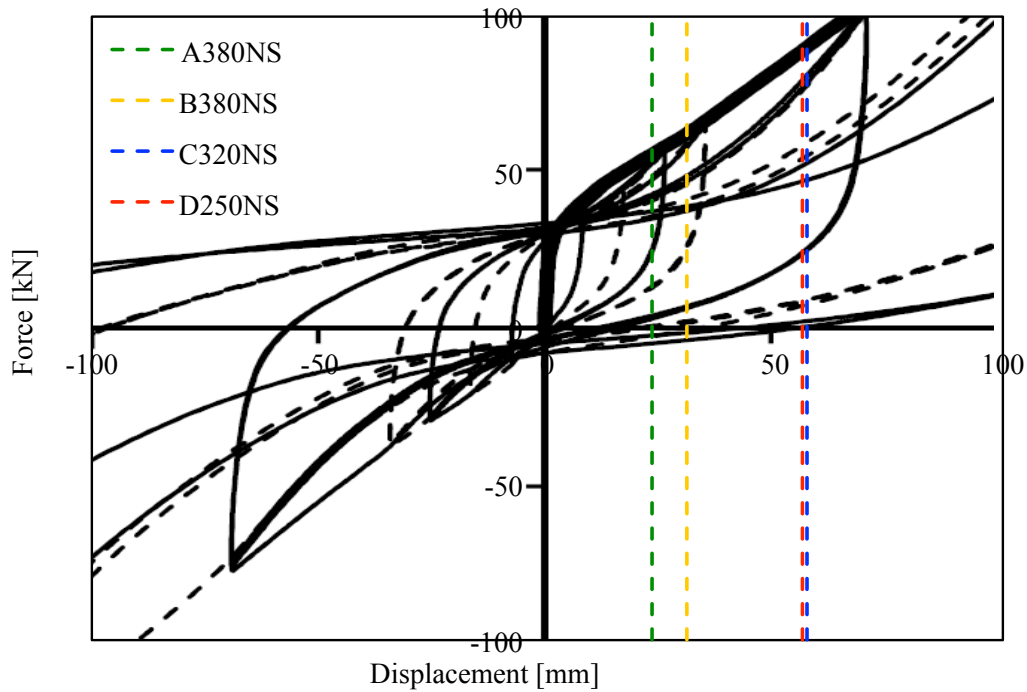


Figura 4.33: Ingrandimento del ciclo isteretico del solaio con tavolato semplice: per tutte le configurazioni riportate il solaio è snervato.

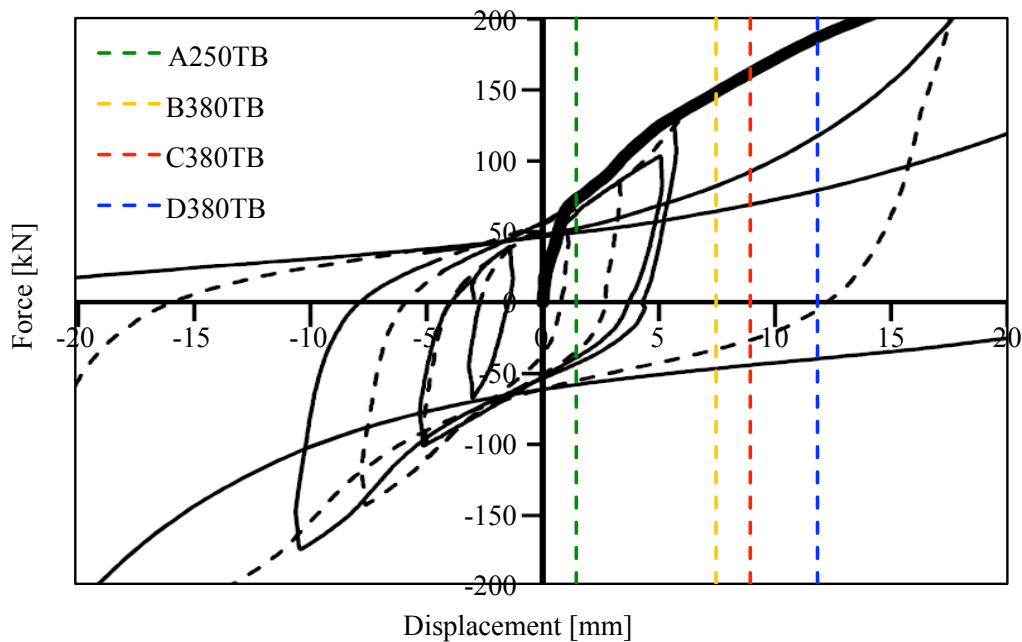


Figura 4.34: Ingrandimento del ciclo isteretico del solaio consolidato con tavolato a 45°: le configurazioni riportate che hanno raggiunto la massima PGA sono quelle in cui si è avuto un marcato snervamento del solaio, mentre nel caso A250NS il campo elastico viene oltrepassato solo di poco e non si ha dissipazione.

Capitolo 5

Conclusioni e sviluppi futuri

In questo lavoro di Tesi sono state effettuate analisi parametriche dinamiche non lineari, allo scopo di confrontare il comportamento di differenti tipologie di solai in legno in varie condizioni.

Il modello numerico è stato implementato e calibrato basandosi su alcune prove sperimentali effettuate sulla muratura e sui solai lignei, utilizzando macro-elementi opportuni per rappresentarne il comportamento non lineare.

Complessivamente, sono stati analizzati trentasei diversi casi studio, al variare dello spessore della muratura (250, 320 o 380 mm), delle dimensioni in pianta dell'edificio (4.5×5.0 m e 4.5×8.0 m) e della tipologia di solaio (tavolato semplice, irrigidimento mediante tavolato a 45°, irrigidimento tramite soletta in calcestruzzo armato). Quanto ottenuto dalle analisi può così riassumersi, limitatamente alle caratteristiche geometriche e meccaniche degli edifici studiati.

- L'intervento di irrigidimento del solaio in legno esistente *non è necessario* se si è in presenza di pareti fuori piano con poche aperture e di lunghezza limitata; in questi casi anche uno spessore limitato della muratura garantisce buone prestazioni in termini di capacità sismica.
- L'irrigidimento del solaio in legno esistente è *raccomandabile ma non deve comunque essere eccessivo* se le pareti fuori piano presentano molte aperture o hanno lunghezza rilevante. Tuttavia, la muratura deve essere dotata di resistenza e rigidità sufficientemente elevate, in modo che il solaio possa giungere in campo plastico e non essere troppo rigido in rapporto alla muratura stessa, causando il collasso anticipato dei maschi murari.
- Un solaio flessibile è in grado di dissipare energia sgravando le pareti dalle sollecitazioni sismiche. Tuttavia, se tale limitata rigidità dovesse dar luogo a spostamenti molto elevati anche per sismi di bassa intensità, in questo caso un irrigidimento è *preferibile*, in quanto in condizioni di esercizio vanno evitati fenomeni di fessurazione e di degrado delle murature degli edifici.

Le analisi effettuate sono relative ad un edificio monopiano molto semplice, ma è stato possibile ricavare comunque alcune utili indicazioni: sviluppi futuri su questo tema possono risultare importanti, vista l'attualità dell'argomento, poiché molti edifici storici ed esistenti necessitano di interventi di adeguamento sismico e di recupero.

In particolare, i seguenti aspetti possono essere migliorati, approfonditi o sviluppati in futuro:

- esecuzione di ulteriori analisi sugli stessi edifici, confrontando i vari casi studio sulla base della media di sette accelerogrammi spettrocompatibili, come previsto anche dalla Normativa italiana;
- modellazione più raffinata delle pareti fuori piano, introducendo anche per queste ultime elementi non lineari da calibrare opportunamente; in questo modo è possibile tener conto ancor più realisticamente dell'accumulo di danneggiamento e della dissipazione energetica fornita dalle pareti stesse;
- valutazione di altre eventuali tipologie di rinforzo ed irrigidimento dei solai esistenti e relativa sperimentazione su di esse; potrebbe essere di grande interesse realizzare una tecnica di recupero reversibile e che garantisca una rigidità intermedia tra un solaio flessibile esistente e uno consolidato a 45° , in modo da coniugare i vantaggi offerti dalla capacità di spostamento e di dissipazione energetica alla diminuzione del rischio di collasso delle pareti fuori piano;
- studio di un maggior numero di casi possibili e realistici, includendo anche edifici a più piani, valutando il comportamento dei diversi solai in presenza di irregolarità in pianta e in altezza, perseguendo come obiettivo finale la ricerca di un rapporto ottimale tra la rigidità del solaio e quella delle pareti;
- una volta definito tale rapporto ottimale tra rigidità, associare a ciascun tipo di solaio un valore caratteristico del rapporto di smorzamento, con cui tener conto della dissipazione degli orizzontamenti anche in analisi di tipo lineare, fornendo così uno strumento realmente utile ai professionisti per valutare l'intervento migliore da effettuare;
- definizione di una procedura semplificata che dia modo al professionista, in funzione di una serie di parametri relativi all'edificio esistente in esame, di verificare se il rinforzo sia necessario e, nel caso in cui lo sia, di scegliere la tecnica di irrigidimento che consenta realmente di incrementare la capacità sismica dell'edificio, non peggiorandone il comportamento con solai troppo rigidi.

L'obiettivo finale da perseguire consiste nella formulazione di procedure analitiche che contribuiscano all'adeguamento sismico degli edifici esistenti, suggerendo interventi che siano davvero migliorativi del loro comportamento in caso di terremoti intensi.

Appendice A

Listati impiegati per la calibrazione

A.1 Muratura

A.1.1 Maschio *MI2* (1 macro-elemento)

```
#####  
# Description: Calibrazione del macro-elemento per il pannello MI2      #  
#####  
  
wipe  
  
# -----  
# costruzione del modello  
  
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 2  
file mkdir Risultati;      # cartella file output  
  
# -----  
# richiamo le subroutine esterne  
  
source push_PeakPts.tcl  
source procRCycDAns.tcl  
  
#-----  
# DEFINIZIONE DELLE VARIABILI  
#-----  
  
# parametri geometrici della muratura  
  
set t      380.0      #spessore del pannello in mm  
set l      1500.0;    #larghezza del pannello in mm  
set h      2000.0;    #altezza del pannello in mm  
set v      1;        #vincolo in sommità (1=libero, 2=incastro)  
set ts     380.0;    #spessore del sottopannello in mm  
set ls     1500.0;    #larghezza del sottopannello in mm  
set hs     2000.0;    #altezza del sottopannello in mm  
  
# proprietà meccaniche della muratura (da prove sperimentali)  
  
set fu     -7.92;    #resistenza ultima a compressione della muratura in MPa  
set ft     0.1;      #resistenza ultima a trazione della muratura in MPa  
set Em     2910.0;   #modulo elastico della muratura in MPa  
set t0     0.1;      #resistenza media a taglio a compressione nulla in MPa  
set G      875.0;    #modulo a taglio della muratura in MPa  
set c      0.2;      #coesione della muratura in MPa  
set f      0.5;      #angolo d'attrito della muratura in radianti  
set gu     0.00535;  #scorrimento angolare a rottura
```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
set w      24.0;          #peso specifico della muratura in kN/m^3
set q      0.4;          #compressione esterna cui è soggetto il pannello in MPa

#sforzo assiale sul pannello in kN

set N      [expr $q*$t*$l/1000.0 + $w*$t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0]

# -----

# MOLLE VERTICALI

# parametri iniziali

set nv     2;            #numero di molle verticali nel pannello
set Am     [expr $t*$l/$nv]; #area afferente alla singola molla
set ecy    [expr $fu/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento
set ecu    [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set ety    [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etu    [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set      mollavert      1
set      Fpp            [expr $ft*$Am]
set      Upy            [expr $ety/$v*$hs]
set      Fppu           [expr $ft*$Am + 100.0]
set      Upu           [expr $etu/$v*$hs]
set      Fultp         0.1
set      Uultp         [expr $etu/$v*$hs + 0.1]
set      Fpc           [expr $fu*$Am]
set      Ucy           [expr $ecy/$v*$hs]
set      Fpcu          [expr $fu*$Am - 100.0]
set      Ucu           [expr $ecu/$v*$hs]
set      Fultc        -0.1
set      Uultc         [expr $ecu/$v*$hs - 0.1]
set      pinchX        0.0
set      pinchY        0.0
set      damage1       0.0
set      damage2       0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavert $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE DIAGONALI

# parametri iniziali

set nd     2;            #numero molle diagonali
if {$h<$l} {             #scelta del parametro b (Turnsek-Cacovic)
set b 1.0
} else {
if {$h>1.5*$l} {
set b 1.5 } else {set b [expr $h/$l]}
}
#taglio ultimo a fessurazione secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuf    [expr $t0*$t*$l/1000.0*sqrt(1 + $N/($b*$t0*$t*$l/1000.0))]

#spostamento sommitale del sottopannello in mm
set dys    [expr $vuf*1000.0*$hs/($G*$ls*$ts)]

#angolo della diagonale del sottopannello rispetto all'orizzontale
set theta  [expr atan($hs/$ls)]

#lunghezza della diagonale del sottopannello in mm
set ldiag  [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)]

#spostamento a rottura del sottopannello in mm
set d2s    [expr $gu*$hs];
```

```

# legame costitutivo

set      molladiag      2
set      Fpp            [expr $vuf*1000.0/($nd*cos($theta))]
set      Upy            [expr $dys*cos($theta)/$ldiag]
set      Fppu           [expr $Fpp*0.7]
set      Upu            [expr $d2s*cos($theta)/$ldiag]
set      Fultp          1000.0
set      Uultp          [expr ($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      Fpc            [expr -($vuf*1000.0)/($nd*cos($theta))]
set      Ucy            [expr -($dys*cos($theta))/$ldiag]
set      Fpcu           [expr $Fpc*0.7]
set      Ucu            [expr -($d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      Fultc          -1000.0
set      Uultc          [expr -($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      pinchX        0.0
set      pinchY        0.0
set      damage1        0.0
set      damage2        0.0
set      beta           0.8
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiag $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----

# MOLLE ORIZZONTALI

# parametri iniziali

set no      2;                #numero molle orizzontali
set dmax    [expr $gu*$h];    #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo per scorrimento secondo Mohr e Coulomb in kN
set vus     [expr ($c*$l*$t/1000.0 + $N*$f)/$no];

#lunghezza molla orizzontale in mm
set loriz   [expr sqrt($ls*$ls + 1.0)];

# legame costitutivo

set      mollaoriz      3
set      Fpp            [expr $vus*1000.0]
set      Upy            [expr $dmax*0.1/$loriz]
set      Fppu           [expr $vus*1000.0 + 1.0]
set      Upu            [expr $dmax/$loriz]
set      Fultp          0.1
set      Uultp          [expr ($dmax+0.5)/$loriz]
set      Fpc            [expr -($vus*1000.0)]
set      Ucy            [expr -($dmax*0.1)/$loriz]
set      Fpcu           [expr -($vus*1000.0 + 1.0)]
set      Ucu            [expr -($dmax/$loriz)]
set      Fultc          -0.1
set      Uultc          [expr -($dmax+0.5)/$loriz]
set      pinchX        0.0
set      pinchY        0.0
set      damage1        0.0
set      damage2        0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaoriz $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# TRUSS RIGIDI DEI MACRO-ELEMENTI

set truss  0
set E      6.0e12
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
#-----
# DEFINIZIONE DELLE COORDINATE DEI NODI
#-----

node 1      0.0      0.0
node 2      0.0      1.0
node 3      0.0      2001.0
node 4      1500.0   0.0
node 5      1500.0   1.0
node 6      1500.0   2001.0

#-----
# DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI
#-----

#TRUSS
element truss 1      2      5      1.0 $truss
element truss 2      3      2      1.0 $truss
element truss 3      3      6      1.0 $truss
element truss 4      6      5      1.0 $truss

#molle DIAGONALI
element truss 5      2      6      1.0 $molladiag
element truss 6      3      5      1.0 $molladiag

#molle VERTICALI
element truss 7      1      2      1.0 $mollavert
element truss 8      5      4      1.0 $mollavert

#molle ORIZZONTALI
element truss 9      1      5      1.0 $mollaoriz
element truss 10     2      4      1.0 $mollaoriz

#-----
# DEFINIZIONE DEI NODI VINCOLATI
#-----

fix 1      1      1
fix 4      1      1

#-----
# DEFINIZIONE DEI CARICHI
#-----

pattern Plain 1 Linear {
load 3      0.0      [expr -$N*1000.0/2.0];
load 6      0.0      [expr -$N*1000.0/2.0];
}

#-----
# OUTPUT DEI DATI
#-----

recorder Node -file Risultati/VALID_disp.txt -node 3 -dof 1 disp;
recorder Node -file Risultati/VALID_react.txt -node 1 4 -dof 1 reaction;

#-----
# ANALISI
#-----

#Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-6 ;
set Niter 1000 ;
constraints Transformation;
numberer RCM;
system BandGeneral;
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ;
set NstepGravity 30;

# numero massimo di iterazioni
# impostazioni condiz. al contorno
# minimizzazione larghezza di banda
# modalità risoluzione del sistema
# controllo sulla convergenza
# aggiornamento tangente ad ogni iteraz.
# apply gravity in 30 steps
```

```

set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # primo incremento di carico
integrator LoadControl $DGravity;    # determine the next time step
analysis Static;                      # define type of analysis
analyze $NstepGravity;                # apply gravity

#azzero il tempo
loadConst -time 0.0;

#APPLICAZIONE DEL CARICO CICLICO

#definizione di nodo di applicazione, valore e direzione della forza
set node_force 3;                     #indice del nodo su cui è applicata la forza
set value_FX 1;                       #valore della forza applicata al nodo
set dof_F 1;                          #direzione della forza (X=1, Y=2)

push_PeakPts $node_force $value_FX $dof_F

puts "Analisi completata"

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE #
#####

proc push_PeakPts {node_force value_FX dof_F} {

source procRCycDAns.tcl

# define LATERAL load
# Lateral load pattern
pattern Plain 2 Linear {
    load $node_force $value_FX 0; # node#, FX FY lateral load at top node
}

# build the components for the analysis object
system ProfileSPD
constraints Plain
test NormDispIncr 1.0e-5 500
algorithm KrylovNewton
numberer RCM

#analysis type used in the procedure is Static
#spostamento del martinetto
set peakpts [list 3.0 4.16 4.16 4.16 8.17 8.17 8.17 12.8 12.8 12.8 16.0 16.0]
set increments 1000
#procedure for feeding in Reverse Cyclic loading to model by Disp. control
procRCycDAns $increments $node_force $dof_F $peakpts
puts "analysis completed"
}

#-----

# procRCycDAns.tcl
# procedure for reverse cyclic disp. control analysis given the peak pts.
# analysis type used : STATIC

proc procRCycDAns { incre nodeTag dofTag peakpts} {
set x [lindex $peakpts 0]
set fir [expr $x/$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
# create the analysis object
analysis Static
# perform the analysis
analyze $incre
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $incre
for {set j 1} {$j < [llength $peakpts]} {incr j 1} {
set tx [lindex $peakpts $j]
set tinc [expr $tx/$fir]
}
}

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
set rt [expr int($tinc)]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$rt]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
}
#end procRCycDAns.tcl
}
```

A.1.2 Maschio *MI3* (1 macro-elemento)

```
#####
# Description: Calibrazione del macro-elemento per il pannello MI3 #
#####

wipe

# -----

# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 2
file mkdir Risultati; # cartella file output

# -----

# richiamo le subroutine esterne

source push_PeakPts.tcl
source procRCycDAns.tcl

#-----
# DEFINIZIONE DELLE VARIABILI
#-----

# parametri geometrici della muratura

set t 380.0 #spessore del pannello in mm
set l 1500.0; #larghezza del pannello in mm
set h 3000.0; #altezza del pannello in mm
set v 2; #vincolo in sommità (1=libero, 2=incastro)
set ts 380.0; #spessore del sottopannello in mm
set ls 1500.0; #larghezza del sottopannello in mm
set hs 1000.0; #altezza del sottopannello in mm

# proprietà meccaniche della muratura (da prove sperimentali)

set fu -7.92; #resistenza ultima a compressione della muratura in MPa
set ft 0.1; #resistenza ultima a trazione della muratura in MPa
set Em 2910.0; #modulo elastico della muratura in MPa
set t0 0.1; #resistenza media a taglio a compressione nulla in MPa
set G 875.0; #modulo a taglio della muratura in MPa
set c 0.2; #coesione della muratura in MPa
set f 0.5; #angolo d'attrito della muratura in radianti
set gu 0.00535; #scorrimento angolare a rottura
set w 24.0; #peso specifico della muratura in kN/m^3
set q 1.2; #compressione esterna cui è soggetto il pannello in MPa

#sforzo assiale sul pannello in kN

set N [expr $q*$t*$l/1000.0 + $w*$t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0]

# -----
```

```

# MOLLE VERTICALI

# parametri iniziali

set nv      2;                #numero di molle verticali nel pannello
set Am      [expr $t*$l/$nv]; #area afferente alla singola molla
set ecy     [expr $fu/$Em];  #deformazione di compressione a snervamento
set ecu     [expr 3.0*$ecy];  #deformazione di compressione a rottura
set ety     [expr $ft/$Em];  #deformazione di trazione a snervamento
set etu     [expr 1.5*$ety];  #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollavert 1
set Fpp        [expr $ft*$Am]
set Upy        [expr $ety/$v*$hs]
set Fppu       [expr $ft*$Am + 100.0]
set Upu        [expr $etu/$v*$hs]
set Fultp      0.1
set Uultp      [expr $etu/$v*$hs + 0.1]
set Fpc        [expr $fu*$Am]
set Ucy        [expr $ecy/$v*$hs]
set Fpcu       [expr $fu*$Am - 100.0]
set Ucu        [expr $ecu/$v*$hs]
set Fultc      -0.1
set Uultc      [expr $ecu/$v*$hs - 0.1]
set pinchX    0.0
set pinchY    0.0
set damage1   0.0
set damage2   0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavert $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE DIAGONALI

# parametri iniziali

set nd      2;                #numero molle diagonali
if {$h<$l} {                  #scelta del parametro b (Turnsek-Cacovic)
set b 1.0
} else {
if {$h>1.5*$l} {
set b 1.5 } else {set b [expr $h/$l]}
}
#taglio ultimo a fessurazione secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuf     [expr $t0*$t*$l/1000.0*sqrt(1 + $N/($b*$t0*$t*$l/1000.0))]

#spostamento sommitale del sottopannello in mm
set dys     [expr $vuf*1000.0*$hs/($G*$ls*$ts)]

#angolo della diagonale del sottopannello rispetto all'orizzontale
set theta   [expr atan($hs/$ls)]

#lunghezza della diagonale del sottopannello in mm
set ldiag   [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)]

#spostamento a rottura del sottopannello in mm
set d2s     [expr $gu*$hs];

# legame costitutivo

set molladiag 2
set Fpp        [expr $vuf*1000.0/($nd*cos($theta))]
set Upy        [expr $dys*cos($theta)/$ldiag]
set Fppu       [expr $Fpp*0.7]
set Upu        [expr $d2s*cos($theta)/$ldiag]
set Fultp      1000.0
set Uultp      [expr ($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```

set Fpc [expr -($vuf*1000.0)/($nd*cos($theta))]
set Ucy [expr -($dys*cos($theta))/$ldiag]
set Fpcu [expr $Fpc*0.7]
set Ucu [expr -($d2s*cos($theta))/$ldiag]
set Fultc -1000.0
set Uultc [expr -($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
set beta 0.8
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiag $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----
# MOLLE ORIZZONTALI

# parametri iniziali

set no 2; #numero molle orizzontali
set dmax [expr $gu*$h]; #spostamento ultimo per scorrimento in mm

# taglio ultimo per scorrimento secondo Mohr e Coulomb in kN
set vus [expr ($c*$l*$t/1000.0 + $N*$f)/$no];

# lunghezza molla orizzontale in mm
set loriz [expr sqrt($ls*$ls + 1.0)];

# legame costitutivo

set mollaoriz 3
set Fpp [expr $vus*1000.0]
set Upy [expr $dmax*0.1/$loriz]
set Fppu [expr $vus*1000.0 + 1.0]
set Upu [expr $dmax/$loriz]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr ($dmax+0.5)/$loriz]
set Fpc [expr -($vus*1000.0)]
set Ucy [expr -($dmax*0.1)/$loriz]
set Fpcu [expr -($vus*1000.0 + 1.0)]
set Ucu [expr -($dmax/$loriz)]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr -($dmax+0.5)/$loriz]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaoriz $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----
# TRUSS RIGIDI DEI MACRO-ELEMENTI

set truss 0
set E 6.0e12
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

#-----
# DEFINIZIONE DELLE COORDINATE DEI NODI
#-----

node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 1.0
node 3 0.0 3001.0
node 4 1500.0 0.0
node 5 1500.0 1.0
node 6 1500.0 3001.0

```



```

#-----
# DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI
#-----

#TRUSS
element truss 1      2      5      1.0 $truss
element truss 2      3      2      1.0 $truss
element truss 3      3      6      1.0 $truss
element truss 4      6      5      1.0 $truss

#molle DIAGONALI
element truss 5      2      6      1.0 $molladiag
element truss 6      3      5      1.0 $molladiag

#molle VERTICALI
element truss 7      1      2      1.0 $mollavert
element truss 8      5      4      1.0 $mollavert

#molle ORIZZONTALI
element truss 9      1      5      1.0 $mollaoriz
element truss 10     2      4      1.0 $mollaoriz

#-----
# DEFINIZIONE DEI NODI VINCOLATI
#-----

fix 1      1      1
fix 4      1      1

#-----
# DEFINIZIONE DEI CARICHI
#-----

pattern Plain 1 Linear {
load 3      0.0      [expr - $N*1000.0/2.0];
load 6      0.0      [expr - $N*1000.0/2.0];
}

#-----
# OUTPUT DEI DATI
#-----

recorder Node -file Risultati/VALID_disp.txt -node 3 -dof 1 disp;
recorder Node -file Risultati/VALID_react.txt -node 1 4 -dof 1 reaction;

#-----
# ANALISI
#-----

#Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-6 ;
set Niter 1000 ;                                # numero massimo di iterazioni
constraints Transformation;                       # impostazioni condiz. al contorno
numberer RCM;                                    # minimizzazione larghezza di banda
system BandGeneral;                              # modalità risoluzione del sistema
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;                # controllo sulla convergenza
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ;                # aggiorno tangente ad ogni iteraz.
set NstepGravity 30;                             # apply gravity in 30 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity];           # primo incremento di carico
integrator LoadControl $DGravity;               # determine the next time step
analysis Static;                                 # define type of analysis
analyze $NstepGravity;                           # apply gravity

#azzerò il tempo
loadConst -time 0.0;

#APPLICAZIONE DEL CARICO CICLICO

#definizione di nodo di applicazione, valore e direzione della forza

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
set node_force 3;           #indice del nodo su cui è applicata la forza
set value_FX 1;            #valore della forza applicata al nodo
set dof_F 1;              #direzione della forza (X=1, Y=2)

push_PeakPts $node_force $value_FX $dof_F

puts "Analisi completata"

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE                                     #
#####

proc push_PeakPts {node_force value_FX dof_F} {

source procRCycDAns.tcl

# define LATERAL load
# Lateral load pattern
pattern Plain 2 Linear {
    load $node_force $value_FX 0; # node#, FX FY lateral load at top node
}

# build the components for the analysis object
system ProfileSPD
constraints Plain
test NormDispIncr 1.0e-5 500
algorithm KrylovNewton
numberer RCM

#analysis type used in the procedure is Static
#spostamento del martinetto
set peakpts [list 3.0 4.16 4.16 4.16 8.17 8.17 8.17 12.8 12.8 12.8 16.0 16.0]
set increments 1000
#procedure for feeding in Reverse Cyclic loading to model by Disp. control
procRCycDAns $increments $node_force $dof_F $peakpts
puts "analysis completed"
}

#-----

# procRCycDAns.tcl
# procedure for reverse cyclic disp. control analysis given the peak pts.
# analysis type used : STATIC

proc procRCycDAns { incre nodeTag dofTag peakpts} {
set x [lindex $peakpts 0]
set fir [expr $x/$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
# create the analysis object
analysis Static
# perform the analysis
analyze $incre
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $incre
for {set j 1} {$j < [llength $peakpts]} {incr j 1} {
set tx [lindex $peakpts $j]
set tinc [expr $tx/$fir]
set rt [expr int($tinc)]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$rt]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
}
}
#end procRCycDAns.tcl
}
```

A.1.3 Maschio *MI3* (3 macro-elementi)

```
#####
# Description: Calibrazione del macro-elemento per il pannello MI3 #
#####

wipe

# -----

# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 2
file mkdir m3; # cartella file output

# -----

# richiamo le subroutine esterne

source push_PeakPts.tcl
source procRCycDAns.tcl

#-----
# DEFINIZIONE DELLE VARIABILI
#-----

# parametri geometrici della muratura

set t 380.0 #spessore del pannello in mm
set l 1500.0; #larghezza del pannello in mm
set h 3000.0; #altezza del pannello in mm
set v 2; #vincolo in sommità (1=libero, 2=incastro)
set ts 380.0; #spessore del sottopannello in mm
set ls 1500.0; #larghezza del sottopannello in mm
set hs 3000.0; #altezza del sottopannello in mm

# proprietà meccaniche della muratura (da prove sperimentali)

set fu -7.92; #resistenza ultima a compressione della muratura in MPa
set ft 0.1; #resistenza ultima a trazione della muratura in MPa
set Em 2910.0; #modulo elastico della muratura in MPa
set t0 0.1; #resistenza media a taglio a compressione nulla in MPa
set G 875.0; #modulo a taglio della muratura in MPa
set c 0.2; #coesione della muratura in MPa
set f 0.5; #angolo d'attrito della muratura in radianti
set gu 0.00535; #scorrimento angolare a rottura
set w 24.0; #peso specifico della muratura in kN/m^3
set q 1.2; #compressione esterna cui è soggetto il pannello in MPa

#sforzo assiale sul pannello in kN

set N [expr $q*$t*$l/1000.0 + $w*$t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0]

# -----

# MOLLE VERTICALI

# parametri iniziali

set nv 2; #numero di molle verticali nel pannello
set Am [expr $t*$l/$nv]; #area afferente alla singola molla
set ecy [expr $fu/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento
set ecu [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set ety [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etu [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollavert 1
set Fpp [expr $ft*$Am]
```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```

set      Upy      [expr $ety/$v*$hs]
set      Fppu     [expr $ft*$Am + 100.0]
set      Upu      [expr $etu/$v*$hs]
set      Fultp    0.1
set      Uultp    [expr $etu/$v*$hs + 0.1]
set      Fpc      [expr $fu*$Am]
set      Ucy      [expr $ecy/$v*$hs]
set      Fpcu     [expr $fu*$Am - 100.0]
set      Ucu      [expr $ecu/$v*$hs]
set      Fultc    -0.1
set      Uultc    [expr $ecu/$v*$hs - 0.1]
set      pinchX   0.0
set      pinchY   0.0
set      damage1  0.0
set      damage2  0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavert $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----
# MOLLE DIAGONALI

# parametri iniziali

set nd    2;                #numero molle diagonali
if {$h<$l} {                #scelta del parametro b (Turnsek-Cacovic)
set b 1.0
} else {
if {$h>1.5*$l} {
set b 1.5 } else {set b [expr $h/$l]}
}
#taglio ultimo a fessurazione secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuf   [expr $t0*$t*$l/1000.0*sqrt(1 + $N/($b*$t0*$t*$l/1000.0))]

#spostamento sommitale del sottopannello in mm
set dys   [expr $vuf*1000.0*$hs/($G*$ls*$ts)]

#angolo della diagonale del sottopannello rispetto all'orizzontale
set theta [expr atan($hs/$ls)]

#lunghezza della diagonale del sottopannello in mm
set ldiag [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)]

#spostamento a rottura del sottopannello in mm
set d2s   [expr $gu*$hs];

# legame costitutivo

set      molladiag  2
set      Fpp        [expr $vuf*1000.0/($nd*cos($theta))]
set      Upy        [expr $dys*cos($theta)/$ldiag]
set      Fppu       [expr $Fpp*0.7]
set      Upu        [expr $d2s*cos($theta)/$ldiag]
set      Fultp      1000.0
set      Uultp      [expr ($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      Fpc        [expr -($vuf*1000.0)/($nd*cos($theta))]
set      Ucy        [expr -($dys*cos($theta))/$ldiag]
set      Fpcu       [expr $Fpc*0.7]
set      Ucu        [expr -($d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      Fultc      -1000.0
set      Uultc      [expr -($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      pinchX     0.0
set      pinchY     0.0
set      damage1    0.0
set      damage2    0.0
set      beta       0.8
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiag $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----

```

```

# MOLLE ORIZZONTALI

# parametri iniziali

set no      2;                                #numero molle orizzontali
set dmax    [expr $gu*$h];                    #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo per scorrimento secondo Mohr e Coulomb in kN
set vus     [expr ($c*$l*$t/1000.0 + $N*$f)/$no];

#lunghezza molla orizzontale in mm
set loriz   [expr sqrt($ls*$ls + 1.0)];

# legame costitutivo

set mollaoriz 3
set Fpp       [expr $vus*1000.0]
set Upy       [expr $dmax*0.1/$loriz]
set Fppu      [expr $vus*1000.0 + 1.0]
set Upu       [expr $dmax/$loriz]
set Fultp     0.1
set Uultp     [expr ($dmax+0.5)/$loriz]
set Fpc       [expr -($vus*1000.0)]
set Ucy       [expr -($dmax*0.1)/$loriz]
set Fpcu      [expr -($vus*1000.0 + 1.0)]
set Ucu       [expr -($dmax/$loriz)]
set Fultc     -0.1
set Uultc     [expr -($dmax+0.5)/$loriz]
set pinchX    0.0
set pinchY    0.0
set damage1   0.0
set damage2   0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaoriz $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# TRUSS RIGIDI DEI MACRO-ELEMENTI

set truss 0
set E 6.0e12
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

#-----
# DEFINIZIONE DELLE COORDINATE DEI NODI
#-----

node 1      0.0      0.0
node 2      0.0      1.0
node 3      0.0      1001.0
node 4      0.0      1002.0
node 5      0.0      2002.0
node 6      0.0      2003.0
node 7      0.0      3003.0
node 8      1500.0   0.0
node 9      1500.0   1.0
node 10     1500.0   1001.0
node 11     1500.0   1002.0
node 12     1500.0   2002.0
node 13     1500.0   2003.0
node 14     1500.0   3003.0

#-----
# DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI
#-----

#TRUSS
element truss 1      2      3      1.0 $truss
element truss 2      3      10     1.0 $truss

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
element truss 3      10   9    1.0 $truss
element truss 4      2    9    1.0 $truss
element truss 5      4    5    1.0 $truss
element truss 6     12   5    1.0 $truss
element truss 7     11  12    1.0 $truss
element truss 8      4   11    1.0 $truss
element truss 9      6    7    1.0 $truss
element truss 10     7   14    1.0 $truss
element truss 11    14   13    1.0 $truss
element truss 12     6   13    1.0 $truss

#molle DIAGONALI
element truss 13     2   10    1.0 $molladiag
element truss 14     3    9    1.0 $molladiag
element truss 15     4   12    1.0 $molladiag
element truss 16    11    5    1.0 $molladiag
element truss 17     6   14    1.0 $molladiag
element truss 18    13    7    1.0 $molladiag

#molle VERTICALI
element truss 19     1    2    1.0 $mollavert
element truss 20     8    9    1.0 $mollavert
element truss 21     3    4    1.0 $mollavert
element truss 22    10   11    1.0 $mollavert
element truss 23     5    6    1.0 $mollavert
element truss 24    12   13    1.0 $mollavert

#molle ORIZZONTALI
element truss 25     1    9    1.0 $mollaoriz
element truss 26     2    8    1.0 $mollaoriz
element truss 27     3   11    1.0 $mollaoriz
element truss 28    10    4    1.0 $mollaoriz
element truss 29     5   13    1.0 $mollaoriz
element truss 30     6   12    1.0 $mollaoriz

#-----
# DEFINIZIONE DEI NODI VINCOLATI
#-----

fix 1  1  1
fix 8  1  1

#-----
# DEFINIZIONE DEI CARICHI
#-----

pattern Plain 1 Linear {
load 7      0.0  [expr -$N*1000.0/2.0];
load 14     0.0  [expr -$N*1000.0/2.0];
}

#-----
# OUTPUT DEI DATI
#-----

recorder Node -file m3/disp.txt -node 7 -dof 1 disp;
recorder Node -file m3/react.txt -node 1 8 -dof 1 reaction;

#-----
# ANALISI
#-----

#Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-6 ;
set Niter 1000 ;                # numero massimo di iterazioni
constraints Transformation;     # impostazioni condiz. al contorno
numberer RCM;                  # minimizzazione larghezza di banda
system BandGeneral;           # modalità risoluzione del sistema
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;  # controllo sulla convergenza
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
```

```

algorithm NewtonLineSearch 0.5 ;           # aggiornno tangente ad ogni iteraz.
set NstepGravity 30;                       # apply gravity in 30 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity];     # primo incremento di carico
integrator LoadControl $DGravity;         # determine the next time step
analysis Static;                          # define type of analysis
analyze $NstepGravity;                    # apply gravity

#azzerò il tempo
loadConst -time 0.0;

#APPLICAZIONE DEL CARICO CICLICO

#definizione di nodo di applicazione, valore e direzione della forza
set node_force 7;                          #indice del nodo su cui è applicata la forza
set value_FX 1;                             #valore della forza applicata al nodo
set dof_F 1;                                #direzione della forza (X=1, Y=2)

push_PeakPts $node_force $value_FX $dof_F

puts "Analisi completata"

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE
#####

proc push_PeakPts {node_force value_FX dof_F} {

source procRCycDAns.tcl

# define LATERAL load
# Lateral load pattern
pattern Plain 2 Linear {
    load $node_force $value_FX 0; # node#, FX FY lateral load at top node
}

# build the components for the analysis object
system ProfileSPD
constraints Plain
test NormDispIncr 1.0e-5 500
algorithm KrylovNewton
numberer RCM

#analysis type used in the procedure is Static
#spostamento del martinetto
set peakpts [list 3.0 4.16 4.16 4.16 8.17 8.17 8.17 12.8 12.8 12.8 16.0 16.0]
set increments 5000
#procedure for feeding in Reverse Cyclic loading to model by Disp. control
procRCycDAns $increments $node_force $dof_F $peakpts
puts "analysis completed"
}

#-----

# procRCycDAns.tcl
# procedure for reverse cyclic disp. control analysis given the peak pts.
# analysis type used : STATIC

proc procRCycDAns { incre nodeTag dofTag peakpts} {
set x [lindex $peakpts 0]
set fir [expr $x/$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
# create the analysis object
analysis Static
# perform the analysis
analyze $incre
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $incre
for {set j 1} {$j < [llength $peakpts]} {incr j 1} {

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
set tx [lindex $peakpts $j]
set tinc [expr $tx/$fir]
set rt [expr int($tinc)]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$rt]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
}
#end procRCycDAns.tcl
}
```

A.1.4 Pannello con apertura e fascia di piano tozza

```
#####
# Description: Validazione di un pannello con apertura e fascia di piano #
#####

wipe

# -----

# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 2
file mkdir Risultati; # cartella file output

# -----

# richiamo le subroutine esterne

source push_PeakPts.tcl
source procRCycDAns.tcl

#-----
# DEFINIZIONE DELLE VARIABILI
#-----

# parametri geometrici della muratura

set t 110.0 #spessore del pannello in mm
set l 1200.0; #larghezza del pannello in mm
set h 2400.0; #altezza del pannello in mm
set v 1; #vincolo in sommità (1=libero, 2=incastro)
set ts 110.0; #spessore del sottopannello in mm
set ls 1200.0; #larghezza del sottopannello in mm
set hs 1200.0; #altezza del sottopannello in mm

# proprietà meccaniche della muratura (da prove sperimentali)

set fu -9.6; #resistenza ultima a compressione della muratura in MPa
set ft 0.5; #resistenza ultima a trazione della muratura in MPa
set Em 9573.0; #modulo elastico della muratura in MPa
set t0 0.21; #resistenza media a taglio a compressione nulla in MPa
set G 3800.0; #modulo a taglio della muratura in MPa (circa 40%Em)
set c 0.3; #coesione della muratura in MPa
set f 0.6; #angolo d'attrito della muratura in radianti
set gu 0.0105; #scorrimento angolare a rottura
set w 24.0; #peso specifico della muratura in kN/m^3
set q 1.0; #compressione esterna cui è soggetto il pannello in MPa

#sforzo assiale sul pannello in kN

set N [expr $q*$t*$l/1000.0 + $w*$t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0]

#sforzo di compressione indotto dalla trazione dei tiranti

set T 0.0
```



```

# -----
# MOLLE VERTICALI

# parametri iniziali

set nv 2; #numero di molle verticali nel pannello
set Am [expr $t*$l/$nv]; #area afferente alla singola molla
set ecy [expr $fu/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento
set ecu [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set ety [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etu [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollavert 1
set Fpp [expr $ft*$Am]
set Upy [expr $ety/$v*$hs]
set Fppu [expr $ft*$Am + 100.0]
set Upu [expr $etu/$v*$hs]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr $etu/$v*$hs + 0.1]
set Fpc [expr $fu*$Am]
set Ucy [expr $ecy/$v*$hs]
set Fpcu [expr $fu*$Am - 100.0]
set Ucu [expr $ecu/$v*$hs]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr $ecu/$v*$hs - 0.1]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavert $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----
# MOLLE DIAGONALI

# parametri iniziali

set nd 2; #numero molle diagonali
if {$h<$l} { #scelta del parametro b (Turnsek-Cacovic)
set b 1.0
} else {
if {$h>1.5*$l} {
set b 1.5 } else {set b [expr $h/$l]}
}
#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuf [expr $t0*$t*$l/1000.0*sqrt(1 + $N/($b*$t0*$t*$l/1000.0))]

#spostamento sommitale del sottopannello in mm
set dys [expr $vuf*1000.0*$hs/($G*$ls*$ts)]

#angolo della diagonale del sottopannello rispetto all'orizzontale
set theta [expr atan($hs/$ls)]

#lunghezza della diagonale del sottopannello in mm
set ldiag [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)]

#spostamento a rottura del sottopannello in mm
set d2s [expr $gu*$hs];

# legame costitutivo

set molladiag 2
set Fpp [expr $vuf*1000.0/($nd*cos($theta))]
set Upy [expr $dys*cos($theta)/ldiag]
set Fppu [expr $Fpp*0.9]
set Upu [expr $d2s*cos($theta)/ldiag]

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```

set      Fultp    1000.0
set      Uultp    [expr ($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      Fpc      [expr -($vuf*1000.0)/($nd*cos($theta))]
set      Ucy      [expr -($dys*cos($theta))/$ldiag]
set      Fpcu     [expr $Fpc*0.9]
set      Ucu      [expr -($d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      Fultc    -1000.0
set      Uultc    [expr -($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      pinchX   0.0
set      pinchY   0.0
set      damage1  0.0
set      damage2  0.0
set      beta     0.9
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiag $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----

# MOLLE ORIZZONTALI

# parametri iniziali

set no    2;                #numero molle orizzontali
set dmax  [expr $gu*$h];    #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo per scorrimento secondo Mohr e Coulomb in kN
set vus   [expr ($c*$l*$t/1000.0 + $N*$f)/$no];

#lunghezza molla orizzontale in mm
set loriz [expr sqrt($ls*$ls + 1.0)];

# legame costitutivo

set mollaoriz 3
set Fpp        [expr $vus*1000.0]
set Upy        [expr $dmax*0.1/$loriz]
set Fppu       [expr $vus*1000.0 + 1.0]
set Upu        [expr $dmax/$loriz]
set Fultp      0.1
set Uultp      [expr ($dmax+0.5)/$loriz]
set Fpc        [expr -($vus*1000.0)]
set Ucy        [expr -($dmax*0.1)/$loriz]
set Fpcu       [expr -($vus*1000.0 + 1.0)]
set Ucu        [expr -($dmax/$loriz)]
set Fultc      -0.1
set Uultc      [expr -($dmax+0.5)/$loriz]
set pinchX     0.0
set pinchY     0.0
set damage1    0.0
set damage2    0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaoriz $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE VERTICALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set nvf    2;                #numero molle verticali della fascia di piano
set dmaxf  [expr $gu*$ls];    #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo a scorrimento (Mohr-Coulomb) in kN (decuplicato per ingranamento)
set vusf   [expr 10.0*($c*$hs*$t/1000.0 + $T*$f)/$nvf];

#lunghezza molla verticale in mm
set lvf    [expr sqrt($hs*$hs + 1.0)];

# legame costitutivo

```

```

set      mollavertf      4
set      Fpp             [expr $vusf*1000.0]
set      Upy             [expr $dmaxf*0.1/$lvf]
set      Fppu            [expr $vusf*1000.0 + 1.0]
set      Upu             [expr $dmaxf/$lvf]
set      Fultp           0.1
set      Uultp           [expr ($dmaxf+0.5)/$lvf]
set      Fpc             [expr -($vusf*1000.0)]
set      Ucy             [expr -($dmaxf*0.1)/$lvf]
set      Fpcu            [expr -($vusf*1000.0 + 1.0)]
set      Ucu             [expr -($dmaxf/$lvf)]
set      Fultc           -0.1
set      Uultc           [expr -($dmaxf+0.5)/$lvf]
set      pinchX          0.0
set      pinchY          0.0
set      damage1         0.0
set      damage2         0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavertf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE DIAGONALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set ndf      2;                #numero molle diagonali della fascia di piano

#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuff     [expr $t0*$t*$hs/1000.0*sqrt(1 + $T/($b*$t0*$t*$hs/1000.0))];

#spostamento sommitale del sottopannello della fascia di piano in mm
set dysf     [expr $vuff*1000.0*$ls/($G*$hs*$ts)];

#angolo della diagonale del sottopannello della fascia di piano rispetto all'orizzontale
set thf      [expr atan($ls/$hs)];

#lunghezza della diagonale del sottopannello della fascia di piano in mm
set ldf      [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)];

#spostamento a rottura del sottopannello della fascia di piano in mm
set d2sf     [expr $gu*$ls];

# legame costitutivo

set      molladiagf      5
set      Fpp             [expr $vuff*1000.0/($ndf*cos($thf))]
set      Upy             [expr $dysf*cos($thf)/$ldf]
set      Fppu            [expr $Fpp*0.9]
set      Upu             [expr $d2sf*cos($thf)/$ldf]
set      Fultp           1000.0
set      Uultp           [expr ($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set      Fpc             [expr -($vuff*1000.0)/($ndf*cos($thf))]
set      Ucy             [expr -($dysf*cos($thf))/$ldf]
set      Fpcu            [expr $Fpc*0.9]
set      Ucu             [expr -($d2sf*cos($thf))/$ldf]
set      Fultc           -1000.0
set      Uultc           [expr -($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set      pinchX          0.0
set      pinchY          0.0
set      damage1         0.0
set      damage2         0.0
set      beta            0.9
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiagf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
# MOLLE ORIZZONTALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set nof 2; #numero di molle orizzontali fascia di piano
set Amf [expr $t*$hs/$nof]; #area afferente alla singola molla
set ecyf [expr $fu/2.0/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento (con fu/2)
set ecuf [expr 3.0*$ecyf]; #deformazione di compressione a rottura
set etyf [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etuf [expr 1.5*$etyf]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollaorizf 6
set Fpp [expr $ft*$Amf]
set Upy [expr $etyf/$v*$ls]
set Fppu [expr $ft*$Amf + 100.0]
set Upu [expr $etuf/$v*$ls]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr $etuf/$v*$ls + 0.1]
set Fpc [expr $fu/2.0*$Amf]
set Ucy [expr $ecyf/$v*$ls]
set Fpcu [expr $fu/2.0*$Amf - 100.0]
set Ucu [expr $ecuf/$v*$ls]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr $ecuf/$v*$ls - 0.1]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaorizf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----
# TRUSS RIGIDI DEI MACRO-ELEMENTI

set truss 0
set E 6.0e12
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

#-----
# DEFINIZIONE DELLE COORDINATE DEI NODI
#-----

#maschio sinistro
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 1.0
node 3 0.0 1201.0
node 4 0.0 1202.0
node 5 0.0 2402.0
node 6 1200.0 0.0
node 7 1200.0 1.0
node 8 1200.0 1201.0
node 9 1200.0 1202.0
node 10 1200.0 2402.0

#fascia di piano
node 11 1201.0 1202.0
node 12 1201.0 2402.0
node 13 2401.0 1202.0
node 14 2401.0 2402.0

#maschio destro
node 15 2402.0 0.0
node 16 2402.0 1.0
node 17 2402.0 1201.0
node 18 2402.0 1202.0
node 19 2402.0 2402.0
```

```

node 20 3602.0 0.0
node 21 3602.0 1.0
node 22 3602.0 1201.0
node 23 3602.0 1202.0
node 24 3602.0 2402.0

```

```

#-----
# DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI
#-----

```

```

#TRUSS
element truss 1      2      3      1.0 $truss
element truss 2      3      8      1.0 $truss
element truss 3      8      7      1.0 $truss
element truss 4      2      7      1.0 $truss
element truss 5      4      5      1.0 $truss
element truss 6      5      10     1.0 $truss
element truss 7      10     9      1.0 $truss
element truss 8      4      9      1.0 $truss
element truss 9      11     12     1.0 $truss
element truss 10     12     14     1.0 $truss
element truss 11     14     13     1.0 $truss
element truss 12     11     13     1.0 $truss
element truss 13     16     17     1.0 $truss
element truss 14     17     22     1.0 $truss
element truss 15     21     22     1.0 $truss
element truss 16     16     21     1.0 $truss
element truss 17     18     19     1.0 $truss
element truss 18     19     24     1.0 $truss
element truss 19     23     24     1.0 $truss
element truss 20     18     23     1.0 $truss
element truss 55     5      24     1.0 $truss

#molle DIAGONALI
element truss 21     2      8      1.0 $molladiag
element truss 22     3      7      1.0 $molladiag
element truss 23     4      10     1.0 $molladiag
element truss 24     5      9      1.0 $molladiag
element truss 25     16     22     1.0 $molladiag
element truss 26     17     21     1.0 $molladiag
element truss 27     18     24     1.0 $molladiag
element truss 28     19     23     1.0 $molladiag

#molle VERTICALI
element truss 29     1      2      1.0 $mollavert
element truss 30     6      7      1.0 $mollavert
element truss 31     3      4      1.0 $mollavert
element truss 32     8      9      1.0 $mollavert
element truss 33     15     16     1.0 $mollavert
element truss 34     20     21     1.0 $mollavert
element truss 35     17     18     1.0 $mollavert
element truss 36     22     23     1.0 $mollavert

#molle ORIZZONTALI
element truss 37     1      7      1.0 $mollaoriz
element truss 38     2      6      1.0 $mollaoriz
element truss 39     3      9      1.0 $mollaoriz
element truss 40     4      8      1.0 $mollaoriz
element truss 41     15     21     1.0 $mollaoriz
element truss 42     16     20     1.0 $mollaoriz
element truss 43     17     23     1.0 $mollaoriz
element truss 44     18     22     1.0 $mollaoriz

#molle DIAGONALI fascia di piano
element truss 45     11     14     1.0 $molladiagf
element truss 46     12     13     1.0 $molladiagf

#molle ORIZZONTALI fascia di piano
element truss 47     10     12     1.0 $mollaorizf
element truss 48     9      11     1.0 $mollaorizf

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
element truss 49      14   19   1.0 $mollaorizf
element truss 50      13   18   1.0 $mollaorizf

#molle VERTICALI fascia di piano
element truss 51      9    12   1.0 $mollavertf
element truss 52      10   11   1.0 $mollavertf
element truss 53      14   18   1.0 $mollavertf
element truss 54      13   19   1.0 $mollavertf

#-----
# DEFINIZIONE DEI NODI VINCOLATI
#-----

fix 1  1  1
fix 6  1  1
fix 15 1  1
fix 20 1  1

#-----
# DEFINIZIONE DEI CARICHI
#-----

pattern Plain 1 Linear {
load 5  0.0 [expr -($N/2.0*1000.0)];
load 10 0.0 [expr -($N/2.0*1000.0)];
load 19 0.0 [expr -($N/2.0*1000.0)];
load 24 0.0 [expr -($N/2.0*1000.0)];
}

#-----
# OUTPUT DEI DATI
#-----

recorder Node -file Risultati/displ.txt -node 5 -dof 1 disp;
recorder Node -file Risultati/react.txt -node 1 6 15 20 -dof 1 reaction;

#-----
# ANALISI
#-----

#Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-6 ;
set Niter 1000 ; # numero massimo di iterazioni
constraints Transformation; # impostazioni condiz. al contorno
numberer RCM; # minimizzazione larghezza di banda
system BandGeneral; # modalità risoluzione del sistema
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ; # controllo sulla convergenza
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ; # aggiorno tangente ad ogni iteraz.
set NstepGravity 30; # apply gravity in 30 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # primo incremento di carico
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step
analysis Static; # define type of analysis
analyze $NstepGravity; # apply gravity

#azzerò il tempo
loadConst -time 0.0;

#APPLICAZIONE DEL CARICO CICLICO

#definizione di nodo di applicazione, valore e direzione della forza
set node_force 5; #indice del nodo su cui è applicata la forza
set value_FX 1; #valore della forza applicata al nodo
set dof_F 1; #direzione della forza (X=1, Y=2)

push_PeakPts $node_force $value_FX $dof_F

puts "Analisi completata"
```

```

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE
#####

proc push_PeakPts {node_force value_FX dof_F} {

source procRCycDAns.tcl

# define LATERAL load
# Lateral load pattern
pattern Plain 2 Linear {
    load $node_force $value_FX 0; # node#, FX FY lateral load at top node
}

# build the components for the analysis object
system ProfileSPD
constraints Plain
test NormDispIncr 1.0e-5 500
algorithm KrylovNewton
numberer RCM

#analysis type used in the procedure is Static
#spostamento del martinetto
set peakpts [list 0.5 1.0 1.5 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 10.0 12.0 12.5 13.0];
set increments 5000
#procedure for feeding in Reverse Cyclic loading to model by Disp. control
procRCycDAns $increments $node_force $dof_F $peakpts
puts "analysis completed"
}

#-----

# procRCycDAns.tcl
# procedure for reverse cyclic disp. control analysis given the peak pts.
# analysis type used : STATIC

proc procRCycDAns { incre nodeTag dofTag peakpts} {
set x [lindex $peakpts 0]
set fir [expr $x/$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
# create the analysis object
analysis Static
# perform the analysis
analyze $incre
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $incre
for {set j 1} {$j < [llength $peakpts]} {incr j 1} {
set tx [lindex $peakpts $j]
set tinc [expr $tx/$fir]
set rt [expr int($tinc)]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$rt]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
}

#end procRCycDAns.tcl

}

```

A.2 Solai in legno

A.2.1 Solaio con tavolato semplice

```
#####
# Description: SOLAIO CON TAVOLATO SEMPLICE
#####

wipe

#-----

# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 2
file mkdir Risultati; #cartella file output

#-----

# richiamo le subroutine esterne

source solaio.tcl
source push_PeakPts.tcl
source procrCycDAns.tcl

#-----

# Definizione variabili del solaio
#-----

# parametri geometrici

set a 5000.0; #lato lungo del solaio (mm)
set b 4500.0; #lato corto del solaio (mm)
set as 1250.0; #lato lungo del sottopannello (mm)
set bs 750.0; #lato corto del sottopannello (mm)
set n 12; #numero molle che scaricano sui bordi
set ds [expr sqrt($as*$as+$bs*$bs)]; #lunghezza diagonale sottopannello (mm)
set th [expr atan($as/$bs)]; #angolo molle rispetto alla forza

# parametri della prova sperimentale

# backbone curve
#ramo POSITIVO:
set d1p 3.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2p 150.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3p 208.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4p 220.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1p 35.0; #forza limite elastica (kN)
set F2p 190.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3p 222.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4p 42.0; #forza a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO:
set d1n -1.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2n -130.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3n -208.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4n -220.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1n -10.0; #forza limite elastica (kN)
set F2n -140.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3n -180.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4n -25.0; #forza a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set d1pin 70.0; #rdispP*dmax
set d2pin 140.0; #dmax
set d3pin 128.0; #*
set d4pin -70.0; #rdispN*dmin
set d5pin -140.0; #dmin
set d6pin -126.0; #*
set F1pin 60.0; #rForceP*f(dmax)
```


A.2. Solai in legno

```

set F2pin 180.0; #f(dmax)
set F3pin 37.0; #uForceN*eNf3
set F4pin -30.0; #rForceN*f(dmin)
set F5pin -145.0; #f(dmin)
set F6pin -10.0; #uForceP*ePf3

#fattore di scala (rapporto tra dimensione numerica e sperimentale)
set fs 1.125;

#numero di file di sottopannelli in cui è diviso metà lato lungo
set nf 2

# parametri assegnati alla singola molla

# backbone curve
#ramo POSITIVO
set d1p [expr $d1p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2p [expr $d2p*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3p [expr $d3p*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4p [expr $d4p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1p [expr $F1p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2p [expr $F2p*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3p [expr $F3p*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4p [expr $F4p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO
set d1nm [expr $d1n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2nm [expr $d2n*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3nm [expr $d3n*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4nm [expr $d4n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1nm [expr $F1n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2nm [expr $F2n*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3nm [expr $F3n*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4nm [expr $F4n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)

set rdispP [expr $d1pin/$d2pin]
set rdispN [expr $d4pin/$d5pin]
set rForceP [expr $F1pin/$F2pin]
set rForceN [expr $F4pin/$F5pin]
set uForceP [expr $F6pin/(-$F3n)]
set uForceN [expr $F3pin/(-$F3p)]

#-----
# Definizione dei nodi del modello
#-----

node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 750.0
node 3 0.0 1500.0
node 4 0.0 2250.0
node 5 0.0 3000.0
node 6 0.0 3750.0
node 7 0.0 4500.0
node 8 1250.0 0.0
node 9 1250.0 750.0
node 10 1250.0 1500.0
node 11 1250.0 2250.0
node 12 1250.0 3000.0
node 13 1250.0 3750.0
node 14 1250.0 4500.0
node 15 2500.0 0.0
node 16 2500.0 750.0
node 17 2500.0 1500.0
node 18 2500.0 2250.0
node 19 2500.0 3000.0
node 20 2500.0 3750.0
node 21 2500.0 4500.0
node 22 3750.0 0.0

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```

node 23 3750.0 750.0
node 24 3750.0 1500.0
node 25 3750.0 2250.0
node 26 3750.0 3000.0
node 27 3750.0 3750.0
node 28 3750.0 4500.0
node 29 5000.0 0.0
node 30 5000.0 750.0
node 31 5000.0 1500.0
node 32 5000.0 2250.0
node 33 5000.0 3000.0
node 34 5000.0 3750.0
node 35 5000.0 4500.0

#-----
# Definizione dei materiali
#-----

# truss della maglia
set truss 0
set E 1.0e10
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

# molle diagonali
set diag 1
solaio $diag $F1pm $F2pm $F3pm $F4pm $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm $F1nm
$F2nm $F3nm $F4nm $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm $rdispP $rdispN $rForceP
$rForceN $uForceP $uForceN

#-----
# Definizione degli elementi
#-----

# reticolo di truss

element truss 1 1 2 1.0 $truss
element truss 2 2 3 1.0 $truss
element truss 3 3 4 1.0 $truss
element truss 4 4 5 1.0 $truss
element truss 5 5 6 1.0 $truss
element truss 6 6 7 1.0 $truss
element truss 7 8 9 1.0 $truss
element truss 8 9 10 1.0 $truss
element truss 9 10 11 1.0 $truss
element truss 10 11 12 1.0 $truss
element truss 11 12 13 1.0 $truss
element truss 12 13 14 1.0 $truss
element truss 13 15 16 1.0 $truss
element truss 14 16 17 1.0 $truss
element truss 15 17 18 1.0 $truss
element truss 16 18 19 1.0 $truss
element truss 17 19 20 1.0 $truss
element truss 18 20 21 1.0 $truss
element truss 19 22 23 1.0 $truss
element truss 20 23 24 1.0 $truss
element truss 21 24 25 1.0 $truss
element truss 22 25 26 1.0 $truss
element truss 23 26 27 1.0 $truss
element truss 24 27 28 1.0 $truss
element truss 25 29 30 1.0 $truss
element truss 26 30 31 1.0 $truss
element truss 27 31 32 1.0 $truss
element truss 28 32 33 1.0 $truss
element truss 29 33 34 1.0 $truss
element truss 30 34 35 1.0 $truss
element truss 31 1 8 1.0 $truss
element truss 32 8 15 1.0 $truss
element truss 33 15 22 1.0 $truss
element truss 34 22 29 1.0 $truss
element truss 35 2 9 1.0 $truss

```

A.2. Solai in legno

```
element truss 36 9 16 1.0 $truss
element truss 37 16 23 1.0 $truss
element truss 38 23 30 1.0 $truss
element truss 39 3 10 1.0 $truss
element truss 40 10 17 1.0 $truss
element truss 41 17 24 1.0 $truss
element truss 42 24 31 1.0 $truss
element truss 43 4 11 1.0 $truss
element truss 44 11 18 1.0 $truss
element truss 45 18 25 1.0 $truss
element truss 46 25 32 1.0 $truss
element truss 47 5 12 1.0 $truss
element truss 48 12 19 1.0 $truss
element truss 49 19 26 1.0 $truss
element truss 50 26 33 1.0 $truss
element truss 51 6 13 1.0 $truss
element truss 52 13 20 1.0 $truss
element truss 53 20 27 1.0 $truss
element truss 54 27 34 1.0 $truss
element truss 55 7 14 1.0 $truss
element truss 56 14 21 1.0 $truss
element truss 57 21 28 1.0 $truss
element truss 58 28 35 1.0 $truss

# elementi diagonali

element truss 59 1 9 1.0 $diag
element truss 60 2 10 1.0 $diag
element truss 61 3 11 1.0 $diag
element truss 62 4 12 1.0 $diag
element truss 63 5 13 1.0 $diag
element truss 64 6 14 1.0 $diag
element truss 65 8 16 1.0 $diag
element truss 66 9 17 1.0 $diag
element truss 67 10 18 1.0 $diag
element truss 68 11 19 1.0 $diag
element truss 69 12 20 1.0 $diag
element truss 70 13 21 1.0 $diag
element truss 71 16 22 1.0 $diag
element truss 72 17 23 1.0 $diag
element truss 73 18 24 1.0 $diag
element truss 74 19 25 1.0 $diag
element truss 75 20 26 1.0 $diag
element truss 76 21 27 1.0 $diag
element truss 77 23 29 1.0 $diag
element truss 78 24 30 1.0 $diag
element truss 79 25 31 1.0 $diag
element truss 80 26 32 1.0 $diag
element truss 81 27 33 1.0 $diag
element truss 82 28 34 1.0 $diag

#-----
# Definizione dei nodi vincolati
#-----

fix 4 1 1
fix 32 1 1

#-----
# Output dei dati
#-----

recorder Node -file Risultati/disp.txt -node 21 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/react.txt -node 4 32 -dof 2 reaction;

#-----
# ANALISI
#-----

#Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
set Tol 1.0e-5 ;
set Niter 1000 ;                               # numero massimo di iterazioni
constraints Transformation;                     # impostazioni condiz. al contorno
numberer RCM;                                  # minimizzazione larghezza di banda
system BandGeneral;                             # modalità risoluzione del sistema
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;              # controllo sulla convergenza
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ;               # aggiorno tangente ad ogni iteraz.
set NstepGravity 5;                             # apply gravity in 30 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity];          # primo incremento di carico
integrator LoadControl $DGravity;              # determine the next time step
analysis Static;                                # define type of analysis
analyze $NstepGravity;                          # apply gravity

#azzero il tempo
loadConst -time 0.0;

#APPLICAZIONE DEL CARICO CICLICO

#definizione di nodo di applicazione, valore e direzione della forza
set node_force 21;                             #indice del nodo su cui è applicata la forza
set value_FY 1;                                #valore della forza applicata al nodo
set dof_F 2;                                   #direzione della forza (X=1, Y=2)

push_PeakPts $node_force $value_FX $dof_F

puts "Analisi completata"

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE
#####

proc solaio {matID F1pm F2pm F3pm F4pm d1pm d2pm d3pm d4pm F1nm F2nm F3nm
F4nm d1nm d2nm d3nm d4nm rdispP rdispN rForceP rForceN uForceP uForceN} {

# Positive/Negative envelope Stress/Load
# stress1 stress2 stress3 stress4
set pEnvelopeStress [list [expr $F1pm*1000.0] [expr $F2pm*1000.0]
[expr $F3pm*1000.0] [expr $F4pm*1000.0]]
set nEnvelopeStress [list [expr $F1nm*1000.0] [expr $F2nm*1000.0]
[expr $F3nm*1000.0] [expr $F4nm*1000.0]]

# Positive/Negative envelope Strain/Deformation
# strain1 strain2 strain3 strain4
set pEnvelopeStrain [list $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm]
set nEnvelopeStrain [list $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm]

# Ratio of maximum deformation at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rDisp [list $rdispP $rdispN]

# Ratio of envelope force at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rForce [list $rForceP $rForceN]

# Ratio of monotonic strength developed upon unloading
# Pos_env. Neg_env.
set uForce [list $uForceP $uForceN]

# Coefficients for Unloading Stiffness degradation
# gammaK1 gammaK2 gammaK3 gammaK4 gammaKLimit
set gammaK [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Reloading Stiffness degradation
# gammaD1 gammaD2 gammaD3 gammaD4 gammaDLimit
set gammaD [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Strength degradation
# gammaF1 gammaF2 gammaF3 gammaF4 gammaFLimit
set gammaF [list 0.25 0.0 5.0 0.0 0.275]
```

```

set gammaE 10.0

# damage type (option: "energy", "cycle")
set dam "cycle"

# add the material to domain
uniaxialMaterial Pinching4 $matID [lindex $pEnvelopeStress 0]
[lindex $pEnvelopeStrain 0] [lindex $pEnvelopeStress 1]
[lindex $pEnvelopeStrain 1] [lindex $pEnvelopeStress 2]
[lindex $pEnvelopeStrain 2] [lindex $pEnvelopeStress 3]
[lindex $pEnvelopeStrain 3] [lindex $nEnvelopeStress 0]
[lindex $nEnvelopeStrain 0] [lindex $nEnvelopeStress 1]
[lindex $nEnvelopeStrain 1] [lindex $nEnvelopeStress 2]
[lindex $nEnvelopeStrain 2] [lindex $nEnvelopeStress 3]
[lindex $nEnvelopeStrain 3] [lindex $rDisp 0] [lindex $rForce 0]
[lindex $uForce 0] [lindex $rDisp 1] [lindex $rForce 1]
[lindex $uForce 1] [lindex $gammaK 0] [lindex $gammaK 1]
[lindex $gammaK 2] [lindex $gammaK 3] [lindex $gammaK 4]
[lindex $gammaD 0] [lindex $gammaD 1] [lindex $gammaD 2]
[lindex $gammaD 3] [lindex $gammaD 4] [lindex $gammaF 0]
[lindex $gammaF 1] [lindex $gammaF 2] [lindex $gammaF 3]
[lindex $gammaF 4] $gammaE $dam

puts "diagonali_ok"
}

#-----

proc push_PeakPts {node_force value_FX dof_F} {

source procRCycDAns.tcl

# define LATERAL load
# Lateral load pattern
pattern Plain 2 Linear {
    load $node_force 0.0 $value_FY; # node#, FX FY lateral load at top node
}

# build the components for the analysis object
system ProfileSPD
constraints Plain
test NormDispIncr 1.0e-5 500
algorithm KrylovNewton
numberer RCM

#analysis type used in the procedure is Static
#spostamento del martinetto
set peakpts [list 1.0 2.0 2.0 3.0 5.0 10.0 20.0 25.0 35.0 75.0 145.0 206.0 206.0]
set increments 30
#procedure for feeding in Reverse Cyclic loading to model by Disp. control
procRCycDAns $increments $node_force $dof_F $peakpts
puts "analysis completed"
}

#-----

# procRCycDAns.tcl
# procedure for reverse cyclic disp. control analysis given the peak pts.
# analysis type used : STATIC

proc procRCycDAns { incre nodeTag dofTag peakpts} {
set x [lindex $peakpts 0]
set fir [expr $x/$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
# create the analysis object
analysis Static
# perform the analysis
analyze $incre
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
analyze [expr 2*$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $incre
for {set j 1} {$j < [llength $peakpts]} {incr j 1} {
set tx [lindex $peakpts $j]
set tinc [expr $tx/$fir]
set rt [expr int($tinc)]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$rt]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
}
}
#end procRCycDAns.tcl
}
```

A.2.2 Solaio consolidato con tavolato a 45°

```
#####
# Description: SOLAIO CONSOLIDATO CON TAVOLATO A 45 GRADI #
#####

wipe

#-----

# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 2
file mkdir Risultati; #cartella file output

#-----

# richiamo le subroutine esterne

source solaio.tcl
source push_PeakPts.tcl
source procRCycDAns.tcl

#-----

# Definizione variabili del solaio
#-----

# parametri geometrici

set a 5000.0; #lato lungo del solaio (mm)
set b 4500.0; #lato corto del solaio (mm)
set as 1250.0; #lato lungo del sottopannello (mm)
set bs 750.0; #lato corto del sottopannello (mm)
set n 12; #numero molle che scaricano sui bordi
set ds [expr sqrt($as*$as+$bs*$bs)]; #lunghezza diagonale sottopannello (mm)
set th [expr atan($as/$bs)]; #angolo molle rispetto alla forza

# parametri della prova sperimentale

# backbone curve
#ramo POSITIVO:
set d1p 2.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2p 12.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3p 46.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4p 48.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1p 80.0; #forza limite elastica (kN)
set F2p 190.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3p 370.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4p 30.0; #forza a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO:
set d1n -1.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2n -10.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3n -41.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
```

A.2. Solai in legno

```

set d4n -42.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1n -70.0; #forza limite elastica (kN)
set F2n -180.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3n -410.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4n -30.0; #forza a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set d1pin 17.0; #rdispP*dmax
set d2pin 46.0; #dmax
set d3pin 42.0; #*
set d4pin -10.0; #rdispN*dmin
set d5pin -41.0; #dmin
set d6pin -35.7; #*
set F1pin 100.0; #rForceP*f(dmax)
set F2pin 370.0; #f(dmax)
set F3pin 10.0; #uForceN*eNf3
set F4pin -100.0; #rForceN*f(dmin)
set F5pin -400.0; #f(dmin)
set F6pin -30.0; #uForceP*ePf3

#fattore di scala (rapporto tra dimensione numerica e sperimentale)
set fs 1.125;

#numero di file di sottopannelli in cui è diviso metà lato lungo
set nf 2

# parametri assegnati alla singola molla

# backbone curve
#ramo POSITIVO
set d1p [expr $d1p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2p [expr $d2p*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3p [expr $d3p*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4p [expr $d4p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1p [expr $F1p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2p [expr $F2p*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3p [expr $F3p*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4p [expr $F4p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO
set d1nm [expr $d1n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2nm [expr $d2n*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3nm [expr $d3n*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4nm [expr $d4n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1nm [expr $F1n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2nm [expr $F2n*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3nm [expr $F3n*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4nm [expr $F4n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)

set rdispP [expr $d1pin/$d2pin]
set rdispN [expr $d4pin/$d5pin]
set rForceP [expr $F1pin/$F2pin]
set rForceN [expr $F4pin/$F5pin]
set uForceP [expr $F6pin/(-$F3n)]
set uForceN [expr $F3pin/(-$F3p)]

#-----
# Definizione dei nodi del modello
#-----

node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 750.0
node 3 0.0 1500.0
node 4 0.0 2250.0
node 5 0.0 3000.0
node 6 0.0 3750.0
node 7 0.0 4500.0
node 8 1250.0 0.0

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```

node 9 1250.0 750.0
node 10 1250.0 1500.0
node 11 1250.0 2250.0
node 12 1250.0 3000.0
node 13 1250.0 3750.0
node 14 1250.0 4500.0
node 15 2500.0 0.0
node 16 2500.0 750.0
node 17 2500.0 1500.0
node 18 2500.0 2250.0
node 19 2500.0 3000.0
node 20 2500.0 3750.0
node 21 2500.0 4500.0
node 22 3750.0 0.0
node 23 3750.0 750.0
node 24 3750.0 1500.0
node 25 3750.0 2250.0
node 26 3750.0 3000.0
node 27 3750.0 3750.0
node 28 3750.0 4500.0
node 29 5000.0 0.0
node 30 5000.0 750.0
node 31 5000.0 1500.0
node 32 5000.0 2250.0
node 33 5000.0 3000.0
node 34 5000.0 3750.0
node 35 5000.0 4500.0

#-----
# Definizione dei materiali
#-----

# truss della maglia
set truss 0
set E 1.0e10
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

# molle diagonali
set diag 1
solaio $diag $F1pm $F2pm $F3pm $F4pm $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm $F1nm
$F2nm $F3nm $F4nm $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm $rdispP $rdispN $rForceP
$rForceN $uForceP $uForceN

#-----
# Definizione degli elementi
#-----

# reticolo di truss

element truss 1 1 2 1.0 $truss
element truss 2 2 3 1.0 $truss
element truss 3 3 4 1.0 $truss
element truss 4 4 5 1.0 $truss
element truss 5 5 6 1.0 $truss
element truss 6 6 7 1.0 $truss
element truss 7 8 9 1.0 $truss
element truss 8 9 10 1.0 $truss
element truss 9 10 11 1.0 $truss
element truss 10 11 12 1.0 $truss
element truss 11 12 13 1.0 $truss
element truss 12 13 14 1.0 $truss
element truss 13 15 16 1.0 $truss
element truss 14 16 17 1.0 $truss
element truss 15 17 18 1.0 $truss
element truss 16 18 19 1.0 $truss
element truss 17 19 20 1.0 $truss
element truss 18 20 21 1.0 $truss
element truss 19 22 23 1.0 $truss
element truss 20 23 24 1.0 $truss
element truss 21 24 25 1.0 $truss

```


A.2. Solai in legno

```

element truss 22 25 26 1.0 $truss
element truss 23 26 27 1.0 $truss
element truss 24 27 28 1.0 $truss
element truss 25 29 30 1.0 $truss
element truss 26 30 31 1.0 $truss
element truss 27 31 32 1.0 $truss
element truss 28 32 33 1.0 $truss
element truss 29 33 34 1.0 $truss
element truss 30 34 35 1.0 $truss
element truss 31 1 8 1.0 $truss
element truss 32 8 15 1.0 $truss
element truss 33 15 22 1.0 $truss
element truss 34 22 29 1.0 $truss
element truss 35 2 9 1.0 $truss
element truss 36 9 16 1.0 $truss
element truss 37 16 23 1.0 $truss
element truss 38 23 30 1.0 $truss
element truss 39 3 10 1.0 $truss
element truss 40 10 17 1.0 $truss
element truss 41 17 24 1.0 $truss
element truss 42 24 31 1.0 $truss
element truss 43 4 11 1.0 $truss
element truss 44 11 18 1.0 $truss
element truss 45 18 25 1.0 $truss
element truss 46 25 32 1.0 $truss
element truss 47 5 12 1.0 $truss
element truss 48 12 19 1.0 $truss
element truss 49 19 26 1.0 $truss
element truss 50 26 33 1.0 $truss
element truss 51 6 13 1.0 $truss
element truss 52 13 20 1.0 $truss
element truss 53 20 27 1.0 $truss
element truss 54 27 34 1.0 $truss
element truss 55 7 14 1.0 $truss
element truss 56 14 21 1.0 $truss
element truss 57 21 28 1.0 $truss
element truss 58 28 35 1.0 $truss

```

elementi diagonali

```

element truss 59 1 9 1.0 $diag
element truss 60 2 10 1.0 $diag
element truss 61 3 11 1.0 $diag
element truss 62 4 12 1.0 $diag
element truss 63 5 13 1.0 $diag
element truss 64 6 14 1.0 $diag
element truss 65 8 16 1.0 $diag
element truss 66 9 17 1.0 $diag
element truss 67 10 18 1.0 $diag
element truss 68 11 19 1.0 $diag
element truss 69 12 20 1.0 $diag
element truss 70 13 21 1.0 $diag
element truss 71 16 22 1.0 $diag
element truss 72 17 23 1.0 $diag
element truss 73 18 24 1.0 $diag
element truss 74 19 25 1.0 $diag
element truss 75 20 26 1.0 $diag
element truss 76 21 27 1.0 $diag
element truss 77 23 29 1.0 $diag
element truss 78 24 30 1.0 $diag
element truss 79 25 31 1.0 $diag
element truss 80 26 32 1.0 $diag
element truss 81 27 33 1.0 $diag
element truss 82 28 34 1.0 $diag

```

```

#-----
# Definizione dei nodi vincolati
#-----

```

```
fix 4 1 1
```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
fix 32 1 1

#-----
# Output dei dati
#-----

recorder Node -file Risultati/disp.txt -node 21 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/react.txt -node 4 32 -dof 2 reaction;

#-----
# ANALISI
#-----

#Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-5 ;
set Niter 1000 ;                               # numero massimo di iterazioni
constraints Transformation;                     # impostazioni condiz. al contorno
numberer RCM;                                  # minimizzazione larghezza di banda
system BandGeneral;                            # modalità risoluzione del sistema
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;              # controllo sulla convergenza
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ;               # aggiorno tangente ad ogni iteraz.
set NstepGravity 5;                            # apply gravity in 30 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity];          # primo incremento di carico
integrator LoadControl $DGravity;              # determine the next time step
analysis Static;                               # define type of analysis
analyze $NstepGravity;                         # apply gravity

#azzerò il tempo
loadConst -time 0.0;

#APPLICAZIONE DEL CARICO CICLICO

#definizione di nodo di applicazione, valore e direzione della forza
set node_force 21;                             #indice del nodo su cui è applicata la forza
set value_FY 1;                                #valore della forza applicata al nodo
set dof_F 2;                                   #direzione della forza (X=1, Y=2)

push_PeakPts $node_force $value_FX $dof_F

puts "Analisi completata"

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE
#####

proc solaio {matID F1pm F2pm F3pm F4pm d1pm d2pm d3pm d4pm F1nm F2nm F3nm
F4nm d1nm d2nm d3nm d4nm rdispP rdispN rForceP rForceN uForceP uForceN} {

# Positive/Negative envelope Stress/Load
# stress1 stress2 stress3 stress4
set pEnvelopeStress [list [expr $F1pm*1000.0] [expr $F2pm*1000.0]
[expr $F3pm*1000.0] [expr $F4pm*1000.0]]
set nEnvelopeStress [list [expr $F1nm*1000.0] [expr $F2nm*1000.0]
[expr $F3nm*1000.0] [expr $F4nm*1000.0]]

# Positive/Negative envelope Strain/Deformation
# strain1 strain2 strain3 strain4
set pEnvelopeStrain [list $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm]
set nEnvelopeStrain [list $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm]

# Ratio of maximum deformation at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rDisp [list $rdispP $rdispN]

# Ratio of envelope force at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rForce [list $rForceP $rForceN]

# Ratio of monotonic strength developed upon unloading
```

```

# Pos_env. Neg_env.
set uForce [list $uForceP $uForceN]

# Coefficients for Unloading Stiffness degradation
# gammaK1 gammaK2 gammaK3 gammaK4 gammaKLimit
set gammaK [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Reloading Stiffness degradation
# gammaD1 gammaD2 gammaD3 gammaD4 gammaDLimit
set gammaD [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Strength degradation
# gammaF1 gammaF2 gammaF3 gammaF4 gammaFLimit
set gammaF [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

set gammaE 10.0

# damage type (option: "energy", "cycle")
set dam "cycle"

# add the material to domain
uniaxialMaterial Pinching4 $matID [lindex $pEnvelopeStress 0]
[lindex $pEnvelopeStrain 0] [lindex $pEnvelopeStress 1]
[lindex $pEnvelopeStrain 1] [lindex $pEnvelopeStress 2]
[lindex $pEnvelopeStrain 2] [lindex $pEnvelopeStress 3]
[lindex $pEnvelopeStrain 3] [lindex $nEnvelopeStress 0]
[lindex $nEnvelopeStrain 0] [lindex $nEnvelopeStress 1]
[lindex $nEnvelopeStrain 1] [lindex $nEnvelopeStress 2]
[lindex $nEnvelopeStrain 2] [lindex $nEnvelopeStress 3]
[lindex $nEnvelopeStrain 3] [lindex $rDisp 0] [lindex $rForce 0]
[lindex $uForce 0] [lindex $rDisp 1] [lindex $rForce 1]
[lindex $uForce 1] [lindex $gammaK 0] [lindex $gammaK 1]
[lindex $gammaK 2] [lindex $gammaK 3] [lindex $gammaK 4]
[lindex $gammaD 0] [lindex $gammaD 1] [lindex $gammaD 2]
[lindex $gammaD 3] [lindex $gammaD 4] [lindex $gammaF 0]
[lindex $gammaF 1] [lindex $gammaF 2] [lindex $gammaF 3]
[lindex $gammaF 4] $gammaE $dam

puts "diagonali_ok"
}

#-----

proc push_PeakPts {node_force value_FX dof_F} {

source proRCycDAns.tcl

# define LATERAL load
# Lateral load pattern
pattern Plain 2 Linear {
    load $node_force 0.0 $value_FY; # node#, FX FY lateral load at top node
}

# build the components for the analysis object
system ProfileSPD
constraints Plain
test NormDispIncr 1.0e-5 500
algorithm KrylovNewton
numberer RCM

#analysis type used in the procedure is Static
#spostamento del martinetto
set peakpts [list 1.0 1.0 1.0 2.0 2.0 2.0 3.0 3.0 5.0 5.0 8.0 8.0 10.0 10.0
20.0 25.0 42.0 46.0]
set increments 100
#procedure for feeding in Reverse Cyclic loading to model by Disp. control
proRCycDAns $increments $node_force $dof_F $peakpts
puts "analysis completed"
}

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
#-----
# procRCycDAns.tcl
# procedure for reverse cyclic disp. control analysis given the peak pts.
# analysis type used : STATIC

proc procRCycDAns { incre nodeTag dofTag peakpts} {
  set x [lindex $peakpts 0]
  set fir [expr $x/$incre]
  integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
  # create the analysis object
  analysis Static
  # perform the analysis
  analyze $incre
  integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
  analyze [expr 2*$incre]
  integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
  analyze $incre
  for {set j 1} {$j < [llength $peakpts]} {incr j 1} {
    set tx [lindex $peakpts $j]
    set tinc [expr $tx/$fir]
    set rt [expr int($tinc)]
    integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
    analyze $rt
    integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
    analyze [expr 2*$rt]
    integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
    analyze $rt
  }
  #end procRCycDAns.tcl
}
```

A.2.3 Solaio consolidato con profili sottili in acciaio

```
#####
# Description: SOLAIO CONSOLIDATO CON PROFILI SOTTILI IN ACCIAIO #
#####

wipe

#-----

# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 2
file mkdir Risultati; #cartella file output

#-----
# richiamo le subroutine esterne

source solaio.tcl
source push_PeakPts.tcl
source procRCycDAns.tcl

#-----
# Definizione variabili del solaio
#-----

# parametri geometrici

set a 5000.0; #lato lungo del solaio (mm)
set b 4500.0; #lato corto del solaio (mm)
set as 1250.0; #lato lungo del sottopannello (mm)
set bs 750.0; #lato corto del sottopannello (mm)
set n 12; #numero molle che scaricano sui bordi
set ds [expr sqrt($as*$as+$bs*$bs)]; #lunghezza diagonale sottopannello (mm)
set th [expr atan($as/$bs)]; #angolo molle rispetto alla forza

# parametri della prova sperimentale
```

```

# backbone curve
#ramo POSITIVO:
set d1p 2.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2p 8.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3p 25.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4p 55.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1p 100.0; #forza limite elastica (kN)
set F2p 220.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3p 350.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4p 410.0; #forza a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO:
set d1n -1.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2n -7.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3n -29.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4n -35.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1n -50.0; #forza limite elastica (kN)
set F2n -155.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3n -310.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4n -30.0; #forza a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set d1pin 17.0; #rdispP*dmax
set d2pin 27.0; #dmax
set d3pin 21.0; #*
set d4pin -16.0; #rdispN*dmin
set d5pin -31.0; #dmin
set d6pin -25.0; #*
set F1pin 160.0; #rForceP*f(dmax)
set F2pin 350.0; #f(dmax)
set F3pin 50.0; #uForceN*eNf3
set F4pin -90.0; #rForceN*f(dmin)
set F5pin -280.0; #f(dmin)
set F6pin 0.0; #uForceP*ePf3

#fattore di scala (rapporto tra dimensione numerica e sperimentale)
set fs 1.125;

#numero di file di sottopannelli in cui è diviso metà lato lungo
set nf 2

# parametri assegnati alla singola molla

# backbone curve
#ramo POSITIVO
set d1pm [expr $d1p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2pm [expr $d2p*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3pm [expr $d3p*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4pm [expr $d4p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1pm [expr $F1p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2pm [expr $F2p*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3pm [expr $F3p*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4pm [expr $F4p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO
set d1nm [expr $d1n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2nm [expr $d2n*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3nm [expr $d3n*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4nm [expr $d4n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1nm [expr $F1n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2nm [expr $F2n*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3nm [expr $F3n*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4nm [expr $F4n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)

set rdispP [expr $d1pin/$d2pin]
set rdispN [expr $d4pin/$d5pin]
set rForceP [expr $F1pin/$F2pin]
set rForceN [expr $F4pin/$F5pin]

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```

set uForceP [expr $F6pin/(-$F3n)]
set uForceN [expr $F3pin/(-$F3p)]

#-----
# Definizione dei nodi del modello
#-----

node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 750.0
node 3 0.0 1500.0
node 4 0.0 2250.0
node 5 0.0 3000.0
node 6 0.0 3750.0
node 7 0.0 4500.0
node 8 1250.0 0.0
node 9 1250.0 750.0
node 10 1250.0 1500.0
node 11 1250.0 2250.0
node 12 1250.0 3000.0
node 13 1250.0 3750.0
node 14 1250.0 4500.0
node 15 2500.0 0.0
node 16 2500.0 750.0
node 17 2500.0 1500.0
node 18 2500.0 2250.0
node 19 2500.0 3000.0
node 20 2500.0 3750.0
node 21 2500.0 4500.0
node 22 3750.0 0.0
node 23 3750.0 750.0
node 24 3750.0 1500.0
node 25 3750.0 2250.0
node 26 3750.0 3000.0
node 27 3750.0 3750.0
node 28 3750.0 4500.0
node 29 5000.0 0.0
node 30 5000.0 750.0
node 31 5000.0 1500.0
node 32 5000.0 2250.0
node 33 5000.0 3000.0
node 34 5000.0 3750.0
node 35 5000.0 4500.0

#-----
# Definizione dei materiali
#-----

# truss della maglia
set truss 0
set E 1.0e10
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

# molle diagonali
set diag 1
solaio $diag $F1pm $F2pm $F3pm $F4pm $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm $F1nm
$F2nm $F3nm $F4nm $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm $rdispP $rdispN $rForceP
$rForceN $uForceP $uForceN

#-----
# Definizione degli elementi
#-----

# reticolo di truss

element truss 1 1 2 1.0 $truss
element truss 2 2 3 1.0 $truss
element truss 3 3 4 1.0 $truss
element truss 4 4 5 1.0 $truss
element truss 5 5 6 1.0 $truss
element truss 6 6 7 1.0 $truss

```

A.2. Solai in legno

element	truss	7	8	9	1.0	\$truss
element	truss	8	9	10	1.0	\$truss
element	truss	9	10	11	1.0	\$truss
element	truss	10	11	12	1.0	\$truss
element	truss	11	12	13	1.0	\$truss
element	truss	12	13	14	1.0	\$truss
element	truss	13	15	16	1.0	\$truss
element	truss	14	16	17	1.0	\$truss
element	truss	15	17	18	1.0	\$truss
element	truss	16	18	19	1.0	\$truss
element	truss	17	19	20	1.0	\$truss
element	truss	18	20	21	1.0	\$truss
element	truss	19	22	23	1.0	\$truss
element	truss	20	23	24	1.0	\$truss
element	truss	21	24	25	1.0	\$truss
element	truss	22	25	26	1.0	\$truss
element	truss	23	26	27	1.0	\$truss
element	truss	24	27	28	1.0	\$truss
element	truss	25	29	30	1.0	\$truss
element	truss	26	30	31	1.0	\$truss
element	truss	27	31	32	1.0	\$truss
element	truss	28	32	33	1.0	\$truss
element	truss	29	33	34	1.0	\$truss
element	truss	30	34	35	1.0	\$truss
element	truss	31	1	8	1.0	\$truss
element	truss	32	8	15	1.0	\$truss
element	truss	33	15	22	1.0	\$truss
element	truss	34	22	29	1.0	\$truss
element	truss	35	2	9	1.0	\$truss
element	truss	36	9	16	1.0	\$truss
element	truss	37	16	23	1.0	\$truss
element	truss	38	23	30	1.0	\$truss
element	truss	39	3	10	1.0	\$truss
element	truss	40	10	17	1.0	\$truss
element	truss	41	17	24	1.0	\$truss
element	truss	42	24	31	1.0	\$truss
element	truss	43	4	11	1.0	\$truss
element	truss	44	11	18	1.0	\$truss
element	truss	45	18	25	1.0	\$truss
element	truss	46	25	32	1.0	\$truss
element	truss	47	5	12	1.0	\$truss
element	truss	48	12	19	1.0	\$truss
element	truss	49	19	26	1.0	\$truss
element	truss	50	26	33	1.0	\$truss
element	truss	51	6	13	1.0	\$truss
element	truss	52	13	20	1.0	\$truss
element	truss	53	20	27	1.0	\$truss
element	truss	54	27	34	1.0	\$truss
element	truss	55	7	14	1.0	\$truss
element	truss	56	14	21	1.0	\$truss
element	truss	57	21	28	1.0	\$truss
element	truss	58	28	35	1.0	\$truss

elementi diagonali

element	truss	59	1	9	1.0	\$diag
element	truss	60	2	10	1.0	\$diag
element	truss	61	3	11	1.0	\$diag
element	truss	62	4	12	1.0	\$diag
element	truss	63	5	13	1.0	\$diag
element	truss	64	6	14	1.0	\$diag
element	truss	65	8	16	1.0	\$diag
element	truss	66	9	17	1.0	\$diag
element	truss	67	10	18	1.0	\$diag
element	truss	68	11	19	1.0	\$diag
element	truss	69	12	20	1.0	\$diag
element	truss	70	13	21	1.0	\$diag
element	truss	71	16	22	1.0	\$diag
element	truss	72	17	23	1.0	\$diag
element	truss	73	18	24	1.0	\$diag

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```

element truss      74      19      25      1.0      $diag
element truss      75      20      26      1.0      $diag
element truss      76      21      27      1.0      $diag
element truss      77      23      29      1.0      $diag
element truss      78      24      30      1.0      $diag
element truss      79      25      31      1.0      $diag
element truss      80      26      32      1.0      $diag
element truss      81      27      33      1.0      $diag
element truss      82      28      34      1.0      $diag

#-----
# Definizione dei nodi vincolati
#-----

fix 4 1 1
fix 32 1 1

#-----
# Output dei dati
#-----

recorder Node -file Risultati/disp.txt -node 21 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/react.txt -node 4 32 -dof 2 reaction;

#-----
# ANALISI
#-----

#Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-5 ;
set Niter 1000 ;                               # numero massimo di iterazioni
constraints Transformation;                     # impostazioni condiz. al contorno
numberer RCM;                                  # minimizzazione larghezza di banda
system BandGeneral;                             # modalità risoluzione del sistema
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;              # controllo sulla convergenza
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ;              # aggiorno tangente ad ogni iteraz.
set NstepGravity 5;                             # apply gravity in 30 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity];          # primo incremento di carico
integrator LoadControl $DGravity;              # determine the next time step
analysis Static;                                # define type of analysis
analyze $NstepGravity;                          # apply gravity

#azzero il tempo
loadConst -time 0.0;

#APPLICAZIONE DEL CARICO CICLICO

#definizione di nodo di applicazione, valore e direzione della forza
set node_force 21;                             #indice del nodo su cui è applicata la forza
set value_FY 1;                                #valore della forza applicata al nodo
set dof_F 2;                                   #direzione della forza (X=1, Y=2)

push_PeakPts $node_force $value_FX $dof_F

puts "Analisi completata"

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE
#####

proc solaio {matID F1pm F2pm F3pm F4pm d1pm d2pm d3pm d4pm F1nm F2nm F3nm
F4nm d1nm d2nm d3nm d4nm rdispP rdispN rForceP rForceN uForceP uForceN} {

# Positive/Negative envelope Stress/Load
# stress1 stress2 stress3 stress4
set pEnvelopeStress [list [expr $F1pm*1000.0] [expr $F2pm*1000.0]
[expr $F3pm*1000.0] [expr $F4pm*1000.0]]
set nEnvelopeStress [list [expr $F1nm*1000.0] [expr $F2nm*1000.0]
[expr $F3nm*1000.0] [expr $F4nm*1000.0]]

```



```

# Positive/Negative envelope Strain/Deformation
# strain1 strain2 strain3 strain4
set pEnvelopeStrain [list $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm]
set nEnvelopeStrain [list $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm]

# Ratio of maximum deformation at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rDisp [list $rdispP $rdispN]

# Ratio of envelope force at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rForce [list $rForceP $rForceN]

# Ratio of monotonic strength developed upon unloading
# Pos_env. Neg_env.
set uForce [list $uForceP $uForceN]

# Coefficients for Unloading Stiffness degradation
# gammaK1 gammaK2 gammaK3 gammaK4 gammaKLimit
set gammaK [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Reloading Stiffness degradation
# gammaD1 gammaD2 gammaD3 gammaD4 gammaDLimit
set gammaD [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Strength degradation
# gammaF1 gammaF2 gammaF3 gammaF4 gammaFLimit
set gammaF [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

set gammaE 10.0

# damage type (option: "energy", "cycle")
set dam "cycle"

# add the material to domain
uniaxialMaterial Pinching4 $matID [lindex $pEnvelopeStress 0]
[lindex $pEnvelopeStrain 0] [lindex $pEnvelopeStress 1]
[lindex $pEnvelopeStrain 1] [lindex $pEnvelopeStress 2]
[lindex $pEnvelopeStrain 2] [lindex $pEnvelopeStress 3]
[lindex $pEnvelopeStrain 3] [lindex $nEnvelopeStress 0]
[lindex $nEnvelopeStrain 0] [lindex $nEnvelopeStress 1]
[lindex $nEnvelopeStrain 1] [lindex $nEnvelopeStress 2]
[lindex $nEnvelopeStrain 2] [lindex $nEnvelopeStress 3]
[lindex $nEnvelopeStrain 3] [lindex $rDisp 0] [lindex $rForce 0]
[lindex $uForce 0] [lindex $rDisp 1] [lindex $rForce 1]
[lindex $uForce 1] [lindex $gammaK 0] [lindex $gammaK 1]
[lindex $gammaK 2] [lindex $gammaK 3] [lindex $gammaK 4]
[lindex $gammaD 0] [lindex $gammaD 1] [lindex $gammaD 2]
[lindex $gammaD 3] [lindex $gammaD 4] [lindex $gammaF 0]
[lindex $gammaF 1] [lindex $gammaF 2] [lindex $gammaF 3]
[lindex $gammaF 4] $gammaE $dam

puts "diagonali_ok"
}

#-----
proc push_PeakPts {node_force value_FX dof_F} {

source procRCycDAns.tcl

# define LATERAL load
# Lateral load pattern
pattern Plain 2 Linear {
    load $node_force 0.0 $value_FY; # node#, FX FY lateral load at top node
}

# build the components for the analysis object
system ProfileSPD

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
constraints Plain
test NormDispIncr 1.0e-5 500
algorithm KrylovNewton
numberer RCM

#analysis type used in the procedure is Static
#spostamento del martinetto
set peakpts [list 2.0 2.0 2.0 5.0 5.0 5.0 8.0 8.0 13.0 13.0 27.0 27.0
28.0 30.0 57.0]
set increments 30
#procedure for feeding in Reverse Cyclic loading to model by Disp. control
procRCycDAns $increments $node_force $dof_F $peakpts
puts "analysis completed"
}

#-----

# procRCycDAns.tcl
# procedure for reverse cyclic disp. control analysis given the peak pts.
# analysis type used : STATIC

proc procRCycDAns { incre nodeTag dofTag peakpts} {
set x [lindex $peakpts 0]
set fir [expr $x/$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
# create the analysis object
analysis Static
# perform the analysis
analyze $incre
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$incre]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $incre
for {set j 1} {$j < [llength $peakpts]} {incr j 1} {
set tx [lindex $peakpts $j]
set tinc [expr $tx/$fir]
set rt [expr int($tinc)]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]
analyze [expr 2*$rt]
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir
analyze $rt
}
}
#end procRCycDAns.tcl
}
```

A.2.4 Solaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato

```
#####
# Description: SOLAIO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN CALCESTRUZZO ARMATO #
#####

wipe

#-----

# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 2
file mkdir Risultati; #cartella file output

#-----
# richiamo le subroutine esterne

source solaio.tcl
source push_PeakPts.tcl
source procRCycDAns.tcl
#-----
# Definizione variabili del solaio
```

```

#-----
# parametri geometrici

set a 5000.0; #lato lungo del solaio (mm)
set b 4500.0; #lato corto del solaio (mm)
set as 1250.0; #lato lungo del sottopannello (mm)
set bs 750.0; #lato corto del sottopannello (mm)
set n 12; #numero molle che scaricano sui bordi
set ds [expr sqrt($as*$as+$bs*$bs)]; #lunghezza diagonale sottopannello (mm)
set th [expr atan($as/$bs)]; #angolo molle rispetto alla forza

# parametri della prova sperimentale

# backbone curve
#ramo POSITIVO:
set d1p 0.5; #spostamento limite elastico (mm)
set d2p 3.7; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3p 7.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4p 12.5; #spostamento a rottura (mm)
set F1p 43.0; #forza limite elastica (kN)
set F2p 280.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3p 385.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4p 360.0; #forza a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO:
set d1n -0.3; #spostamento limite elastico (mm)
set d2n -1.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3n -5.2; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4n -10.5; #spostamento a rottura (mm)
set F1n -43.0; #forza limite elastica (kN)
set F2n -250.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3n -450.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4n -360.0; #forza a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set d1pin 1.4; #rdispP*dmax
set d2pin 7.0; #dmax
set d3pin 3.0; #*
set d4pin -0.9; #rdispN*dmin
set d5pin -5.5; #dmin
set d6pin -2.5; #*
set F1pin 100.0; #rForceP*f(dmax)
set F2pin 380.0; #f(dmax)
set F3pin 40.0; #uForceN*eNf3
set F4pin -100.0; #rForceN*f(dmin)
set F5pin -450.0; #f(dmin)
set F6pin -50.0; #uForceP*ePf3

#fattore di scala (rapporto tra dimensione numerica e sperimentale)
set fs 1.125;

#numero di file di sottopannelli in cui è diviso metà lato lungo
set nf 2

# parametri assegnati alla singola molla

# backbone curve
#ramo POSITIVO
set d1pm [expr $d1p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2pm [expr $d2p*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3pm [expr $d3p*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4pm [expr $d4p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1pm [expr $F1p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2pm [expr $F2p*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3pm [expr $F3p*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4pm [expr $F4p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO
set d1nm [expr $d1n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```

set d2nm [expr $d2n*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3nm [expr $d3n*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4nm [expr $d4n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1nm [expr $F1n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2nm [expr $F2n*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3nm [expr $F3n*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4nm [expr $F4n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)

set rdispP [expr $d1pin/$d2pin]
set rdispN [expr $d4pin/$d5pin]
set rForceP [expr $F1pin/$F2pin]
set rForceN [expr $F4pin/$F5pin]
set uForceP [expr $F6pin/(-$F3n)]
set uForceN [expr $F3pin/(-$F3p)]

#-----
# Definizione dei nodi del modello
#-----

node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 750.0
node 3 0.0 1500.0
node 4 0.0 2250.0
node 5 0.0 3000.0
node 6 0.0 3750.0
node 7 0.0 4500.0
node 8 1250.0 0.0
node 9 1250.0 750.0
node 10 1250.0 1500.0
node 11 1250.0 2250.0
node 12 1250.0 3000.0
node 13 1250.0 3750.0
node 14 1250.0 4500.0
node 15 2500.0 0.0
node 16 2500.0 750.0
node 17 2500.0 1500.0
node 18 2500.0 2250.0
node 19 2500.0 3000.0
node 20 2500.0 3750.0
node 21 2500.0 4500.0
node 22 3750.0 0.0
node 23 3750.0 750.0
node 24 3750.0 1500.0
node 25 3750.0 2250.0
node 26 3750.0 3000.0
node 27 3750.0 3750.0
node 28 3750.0 4500.0
node 29 5000.0 0.0
node 30 5000.0 750.0
node 31 5000.0 1500.0
node 32 5000.0 2250.0
node 33 5000.0 3000.0
node 34 5000.0 3750.0
node 35 5000.0 4500.0

#-----
# Definizione dei materiali
#-----

# truss della maglia
set truss 0
set E 1.0e10
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

# molle diagonali
set diag 1
solaio $diag $F1pm $F2pm $F3pm $F4pm $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm $F1nm
$F2nm $F3nm $F4nm $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm $rdispP $rdispN $rForceP

```

```

$rForceN $uForceP $uForceN
#-----
# Definizione degli elementi
#-----

# reticolo di truss

element truss 1 1 2 1.0 $truss
element truss 2 2 3 1.0 $truss
element truss 3 3 4 1.0 $truss
element truss 4 4 5 1.0 $truss
element truss 5 5 6 1.0 $truss
element truss 6 6 7 1.0 $truss
element truss 7 8 9 1.0 $truss
element truss 8 9 10 1.0 $truss
element truss 9 10 11 1.0 $truss
element truss 10 11 12 1.0 $truss
element truss 11 12 13 1.0 $truss
element truss 12 13 14 1.0 $truss
element truss 13 15 16 1.0 $truss
element truss 14 16 17 1.0 $truss
element truss 15 17 18 1.0 $truss
element truss 16 18 19 1.0 $truss
element truss 17 19 20 1.0 $truss
element truss 18 20 21 1.0 $truss
element truss 19 22 23 1.0 $truss
element truss 20 23 24 1.0 $truss
element truss 21 24 25 1.0 $truss
element truss 22 25 26 1.0 $truss
element truss 23 26 27 1.0 $truss
element truss 24 27 28 1.0 $truss
element truss 25 29 30 1.0 $truss
element truss 26 30 31 1.0 $truss
element truss 27 31 32 1.0 $truss
element truss 28 32 33 1.0 $truss
element truss 29 33 34 1.0 $truss
element truss 30 34 35 1.0 $truss
element truss 31 1 8 1.0 $truss
element truss 32 8 15 1.0 $truss
element truss 33 15 22 1.0 $truss
element truss 34 22 29 1.0 $truss
element truss 35 2 9 1.0 $truss
element truss 36 9 16 1.0 $truss
element truss 37 16 23 1.0 $truss
element truss 38 23 30 1.0 $truss
element truss 39 3 10 1.0 $truss
element truss 40 10 17 1.0 $truss
element truss 41 17 24 1.0 $truss
element truss 42 24 31 1.0 $truss
element truss 43 4 11 1.0 $truss
element truss 44 11 18 1.0 $truss
element truss 45 18 25 1.0 $truss
element truss 46 25 32 1.0 $truss
element truss 47 5 12 1.0 $truss
element truss 48 12 19 1.0 $truss
element truss 49 19 26 1.0 $truss
element truss 50 26 33 1.0 $truss
element truss 51 6 13 1.0 $truss
element truss 52 13 20 1.0 $truss
element truss 53 20 27 1.0 $truss
element truss 54 27 34 1.0 $truss
element truss 55 7 14 1.0 $truss
element truss 56 14 21 1.0 $truss
element truss 57 21 28 1.0 $truss
element truss 58 28 35 1.0 $truss

# elementi diagonali

element truss 59 1 9 1.0 $diag

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
element truss      60      2      10      1.0      $diag
element truss      61      3      11      1.0      $diag
element truss      62      4      12      1.0      $diag
element truss      63      5      13      1.0      $diag
element truss      64      6      14      1.0      $diag
element truss      65      8      16      1.0      $diag
element truss      66      9      17      1.0      $diag
element truss      67     10     18      1.0      $diag
element truss      68     11     19      1.0      $diag
element truss      69     12     20      1.0      $diag
element truss      70     13     21      1.0      $diag
element truss      71     16     22      1.0      $diag
element truss      72     17     23      1.0      $diag
element truss      73     18     24      1.0      $diag
element truss      74     19     25      1.0      $diag
element truss      75     20     26      1.0      $diag
element truss      76     21     27      1.0      $diag
element truss      77     23     29      1.0      $diag
element truss      78     24     30      1.0      $diag
element truss      79     25     31      1.0      $diag
element truss      80     26     32      1.0      $diag
element truss      81     27     33      1.0      $diag
element truss      82     28     34      1.0      $diag

#-----
# Definizione dei nodi vincolati
#-----

fix 4 1 1
fix 32 1 1

#-----
# Output dei dati
#-----

recorder Node -file Risultati/disp.txt -node 21 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/react.txt -node 4 32 -dof 2 reaction;

#-----
# ANALISI
#-----

#Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-5 ;
set Niter 1000 ;                               # numero massimo di iterazioni
constraints Transformation;                     # impostazioni condiz. al contorno
numberer RCM;                                  # minimizzazione larghezza di banda
system BandGeneral;                            # modalità risoluzione del sistema
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;              # controllo sulla convergenza
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5;                # aggiorno tangente ad ogni iteraz.
set NstepGravity 5;                            # apply gravity in 30 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity];          # primo incremento di carico
integrator LoadControl $DGravity;              # determine the next time step
analysis Static;                               # define type of analysis
analyze $NstepGravity;                         # apply gravity

#azzero il tempo
loadConst -time 0.0;

#APPLICAZIONE DEL CARICO CICLICO

#definizione di nodo di applicazione, valore e direzione della forza
set node_force 21;                             #indice del nodo su cui è applicata la forza
set value_FY 1;                                #valore della forza applicata al nodo
set dof_F 2;                                   #direzione della forza (X=1, Y=2)

push_PeakPts $node_force $value_FX $dof_F

puts "Analisi completata"
```

```

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE
#####

proc solaio {matID F1pm F2pm F3pm F4pm d1pm d2pm d3pm d4pm F1nm F2nm F3nm
F4nm d1nm d2nm d3nm d4nm rdispP rdispN rForceP rForceN uForceP uForceN} {

# Positive/Negative envelope Stress/Load
# stress1 stress2 stress3 stress4
set pEnvelopeStress [list [expr $F1pm*1000.0] [expr $F2pm*1000.0]
[expr $F3pm*1000.0] [expr $F4pm*1000.0]]
set nEnvelopeStress [list [expr $F1nm*1000.0] [expr $F2nm*1000.0]
[expr $F3nm*1000.0] [expr $F4nm*1000.0]]

# Positive/Negative envelope Strain/Deformation
# strain1 strain2 strain3 strain4
set pEnvelopeStrain [list $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm]
set nEnvelopeStrain [list $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm]

# Ratio of maximum deformation at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rDisp [list $rdispP $rdispN]

# Ratio of envelope force at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rForce [list $rForceP $rForceN]

# Ratio of monotonic strength developed upon unloading
# Pos_env. Neg_env.
set uForce [list $uForceP $uForceN]

# Coefficients for Unloading Stiffness degradation
# gammaK1 gammaK2 gammaK3 gammaK4 gammaKLimit
set gammaK [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Reloading Stiffness degradation
# gammaD1 gammaD2 gammaD3 gammaD4 gammaDLimit
set gammaD [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Strength degradation
# gammaF1 gammaF2 gammaF3 gammaF4 gammaFLimit
set gammaF [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

set gammaE 10.0

# damage type (option: "energy", "cycle")
set dam "cycle"

# add the material to domain
uniaxialMaterial Pinching4 $matID [lindex $pEnvelopeStress 0]
[lindex $pEnvelopeStrain 0] [lindex $pEnvelopeStress 1]
[lindex $pEnvelopeStrain 1] [lindex $pEnvelopeStress 2]
[lindex $pEnvelopeStrain 2] [lindex $pEnvelopeStress 3]
[lindex $pEnvelopeStrain 3] [lindex $nEnvelopeStress 0]
[lindex $nEnvelopeStrain 0] [lindex $nEnvelopeStress 1]
[lindex $nEnvelopeStrain 1] [lindex $nEnvelopeStress 2]
[lindex $nEnvelopeStrain 2] [lindex $nEnvelopeStress 3]
[lindex $nEnvelopeStrain 3] [lindex $rDisp 0] [lindex $rForce 0]
[lindex $uForce 0] [lindex $rDisp 1] [lindex $rForce 1]
[lindex $uForce 1] [lindex $gammaK 0] [lindex $gammaK 1]
[lindex $gammaK 2] [lindex $gammaK 3] [lindex $gammaK 4]
[lindex $gammaD 0] [lindex $gammaD 1] [lindex $gammaD 2]
[lindex $gammaD 3] [lindex $gammaD 4] [lindex $gammaF 0]
[lindex $gammaF 1] [lindex $gammaF 2] [lindex $gammaF 3]
[lindex $gammaF 4] $gammaE $dam

puts "diagonali_ok"
}

```

Appendice A. Listati impiegati per la calibrazione

```
#-----  
proc push_PeakPts {node_force value_FX dof_F} {  
  
source procRCycDAns.tcl  
  
# define LATERAL load  
# Lateral load pattern  
pattern Plain 2 Linear {  
    load $node_force 0.0 $value_FY; # node#, FX FY lateral load at top node  
}  
  
# build the components for the analysis object  
system ProfileSPD  
constraints Plain  
test NormDispIncr 1.0e-5 500  
algorithm KrylovNewton  
numberer RCM  
  
#analysis type used in the procedure is Static  
#spostamento del martinetto  
set peakpts [list 0.2 0.2 0.5 0.5 1.0 2.0 2.5 3.0 5.0 7.0 8.0 10.0 10.0 12.0]  
set increments 30  
#procedure for feeding in Reverse Cyclic loading to model by Disp. control  
procRCycDAns $increments $node_force $dof_F $peakpts  
puts "analysis completed"  
}  
  
#-----  
  
# procRCycDAns.tcl  
# procedure for reverse cyclic disp. control analysis given the peak pts.  
# analysis type used : STATIC  
  
proc procRCycDAns { incre nodeTag dofTag peakpts} {  
set x [lindex $peakpts 0]  
set fir [expr $x/$incre]  
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir  
# create the analysis object  
analysis Static  
# perform the analysis  
analyze $incre  
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]  
analyze [expr 2*$incre]  
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir  
analyze $incre  
for {set j 1} {$j < [llength $peakpts]} {incr j 1} {  
set tx [lindex $peakpts $j]  
set tinc [expr $tx/$fir]  
set rt [expr int($tinc)]  
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir  
analyze $rt  
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 [expr -$fir] [expr -$fir]  
analyze [expr 2*$rt]  
integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag 0.0 1 $fir $fir  
analyze $rt  
}  
#end procRCycDAns.tcl  
}
```


Appendice B

Listati di alcuni casi studio

B.1 Premessa

In questa sezione vengono presentati alcuni dei listati relativi ai casi studio analizzati: i codici sono riportati in modo da mostrare tutti e quattro gli edifici, le tre tipologie di solaio e i tre diversi spessori della muratura. Perciò, è possibile a partire da questi, ricondursi a tutti gli altri casi: nel seguito verranno quindi riportati i listati che si riferiscono alle configurazioni A380NS, B320TB, C380NS, D250RC.

B.2 Caso A380NS

```
#####
# Description:  CASO A380NS                                     #
#####

wipe

#-----
# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
file mkdir Risultati;      #cartella file output

#-----
# richiamo le subroutine esterne

source solaio.tcl

#-----
# Definizione variabili del solaio
#-----

#carichi solaio

set gk1 2.58;                #peso proprio solaio (kN/m^2)
set qk1 2.0;                 #carico accidentale (kN/m^2)
# parametri geometrici
set a 5000.0;                #lato lungo del solaio (mm)
set b 4500.0;                #lato corto del solaio (mm)
set as 1250.0;               #lato lungo del sottopannello (mm)
set bs 750.0;                #lato corto del sottopannello (mm)
set n 12;                    #numero molle che scaricano sui bordi
set ds [expr sqrt($as*$as+$bs*$bs)]; #lunghezza diagonale sottopannello (mm)
set th [expr atan($as/$bs)];  #angolo molle rispetto alla forza
```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
# parametri della prova sperimentale

# backbone curve
#ramo POSITIVO:
set d1p 3.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2p 150.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3p 208.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4p 220.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1p 35.0; #forza limite elastica (kN)
set F2p 190.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3p 222.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4p 42.0; #forza a rottura (kN)
#ramo NEGATIVO:
set d1n -1.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2n -130.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3n -208.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4n -220.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1n -10.0; #forza limite elastica (kN)
set F2n -140.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3n -180.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4n -25.0; #forza a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set d1pin 70.0; #rdispP*dmax
set d2pin 140.0; #dmax
set d3pin 128.0; ##
set d4pin -70.0; #rdispN*dmin
set d5pin -140.0; #dmin
set d6pin -126.0; ##
set F1pin 60.0; #rForceP*f(dmax)
set F2pin 180.0; #f(dmax)
set F3pin 37.0; #uForceN*eNf3
set F4pin -30.0; #rForceN*f(dmin)
set F5pin -145.0; #f(dmin)
set F6pin -10.0; #uForceP*ePf3

#fattore di scala (rapporto tra dimensione numerica e sperimentale)
set fs 1.125;
#numero di file di sottopannelli in cui è diviso metà lato lungo
set nf 2

# parametri assegnati alla singola molla

# backbone curve

#ramo POSITIVO
set d1pm [expr $d1p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2pm [expr $d2p*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3pm [expr $d3p*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4pm [expr $d4p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1pm [expr $F1p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2pm [expr $F2p*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3pm [expr $F3p*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4pm [expr $F4p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO
set d1nm [expr $d1n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2nm [expr $d2n*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3nm [expr $d3n*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4nm [expr $d4n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1nm [expr $F1n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2nm [expr $F2n*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3nm [expr $F3n*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4nm [expr $F4n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set rdispP [expr $d1pin/$d2pin]
set rdispN [expr $d4pin/$d5pin]
set rForceP [expr $F1pin/$F2pin]
set rForceN [expr $F4pin/$F5pin]
```

```

set uForceP [expr $F6pin/(-$F3n)]
set uForceN [expr $F3pin/(-$F3p)]

#-----
# Definizione dei parametri della muratura
#-----

# parametri geometrici del singolo maschio murario
set t 380.0; #spessore del pannello in mm
set l 1500.0; #larghezza del pannello in mm
set h 3000.0; #altezza del pannello in mm
set v 1; #vincolo in sommità (1=libero, 2=incastro)
set ts 380.0; #spessore del sottopannello in mm
set ls 1500.0; #larghezza del sottopannello in mm
set hs 1000.0; #altezza del sottopannello in mm

#proprietà meccaniche (da prove sperimentali)
set fu -7.92; #resistenza ultima a compressione della muratura in MPa
set ft 0.2; #resistenza ultima a trazione della muratura in MPa
set Em 2910.0; #modulo elastico della muratura in MPa
set t0 0.1; #resistenza media a taglio a compressione nulla in MPa
set G 875.0; #modulo a taglio della muratura in MPa
set c 0.2; #coesione della muratura in MPa
set f 0.5; #angolo d'attrito della muratura in radianti
set gu 0.00535; #scorrimento angolare a rottura
set w 24.0; #peso specifico della muratura in kN/m^3

#peso della porzione di solaio afferente in kN
set q [expr ($gk1 + 0.3*$qk1)*0.5*$b/1000.0];

#sforzo assiale sul singolo maschio murario in kN
set N [expr ($q + 4.0*$w*$t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
2.0*$w*$t/1000.0*$l/1000.0*$hs/1000.0)/4.0];

set T 150.0; #sforzo generato dal singolo tirante (kN)

# -----
# MOLLE VERTICALI

# parametri iniziali

set nv 2; #numero di molle verticali nel pannello
set Am [expr $t*$l/$nv]; #area afferente alla singola molla
set ecy [expr $fu/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento
set ecu [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set ety [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etu [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollavert 1
set Fpp [expr $ft*$Am]
set Upy [expr $ety/$v*$hs]
set Fppu [expr $ft*$Am + 100.0]
set Upu [expr $etu/$v*$hs]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr $etu/$v*$hs + 0.1]
set Fpc [expr $fu*$Am]
set Ucy [expr $ecy/$v*$hs]
set Fpcu [expr $fu*$Am - 100.0]
set Ucu [expr $ecu/$v*$hs]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr $ecu/$v*$hs - 0.1]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavert $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

# -----
# MOLLE DIAGONALI

# parametri iniziali

set nd 2; #numero molle diagonali
if {$h<$l} { #scelta del parametro b (Turnsek-Cacovic)
set b 1.0
} else {
if {$h>1.5*$l} {
set b 1.5 } else {set b [expr $h/$l]}
}
#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuf [expr $t*$t*$l/1000.0*sqrt(1 + $N/($b*$t*$t*$l/1000.0))]

#spostamento sommitale del sottopannello in mm
set dys [expr $vuf*1000.0*$hs/($G*$ls*$ts)]

#angolo della diagonale del sottopannello rispetto all'orizzontale
set theta [expr atan($hs/$ls)]

#lunghezza della diagonale del sottopannello in mm
set ldiag [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)]

#spostamento a rottura del sottopannello in mm
set d2s [expr $gu*$hs];

# legame costitutivo

set molladiag 2
set Fpp [expr $vuf*1000.0/($nd*cos($theta))]
set Upy [expr $dys*cos($theta)/ldiag]
set Fppu [expr $Fpp*0.9]
set Upu [expr $d2s*cos($theta)/ldiag]
set Fultp 1000.0
set Uultp [expr ($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/ldiag]
set Fpc [expr -($vuf*1000.0)/($nd*cos($theta))]
set Ucy [expr -($dys*cos($theta))/ldiag]
set Fpcu [expr $Fpc*0.9]
set Ucu [expr -($d2s*cos($theta))/ldiag]
set Fultc -1000.0
set Uultc [expr -($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/ldiag]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
set beta 0.9
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiag $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----
# MOLLE ORIZZONTALI

# parametri iniziali

set no 2; #numero molle orizzontali
set dmax [expr $gu*$h]; #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo per scorrimento secondo Mohr e Coulomb in kN
set vus [expr ($c*$l*$t/1000.0 + $N*$f)/$no];

#lunghezza molla orizzontale in mm
set loriz [expr sqrt($ls*$ls + 1.0)];

# legame costitutivo

set mollaoriz 3

```

B.2. Caso A380NS

```
set Fpp [expr $vus*1000.0]
set Upy [expr $dmax*0.1/$loriz]
set Fppu [expr $vus*1000.0 + 1.0]
set Upu [expr $dmax/$loriz]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr ($dmax+0.5)/$loriz]
set Fpc [expr -($vus*1000.0)]
set Ucy [expr -($dmax*0.1)/$loriz]
set Fpcu [expr -($vus*1000.0 + 1.0)]
set Ucu [expr -($dmax/$loriz)]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr -($dmax+0.5)/$loriz]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaoriz $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE VERTICALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set nvf 2; #numero molle verticali della fascia di piano
set dmaxf [expr $gu*$ls]; #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo a scorrimento (Mohr-Coulomb) in kN (decuplicato per ingranamento)
set vusf [expr 10.0*($c*$hs*$t/1000.0 + $T*$f)/$nvf];

#lunghezza molla verticale in mm
set lvf [expr sqrt($hs*$hs + 1.0)];

# legame costitutivo

set mollavertf 4
set Fpp [expr $vusf*1000.0]
set Upy [expr $dmaxf*0.1/$lvf]
set Fppu [expr $vusf*1000.0 + 1.0]
set Upu [expr $dmaxf/$lvf]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr ($dmaxf+0.5)/$lvf]
set Fpc [expr -($vusf*1000.0)]
set Ucy [expr -($dmaxf*0.1)/$lvf]
set Fpcu [expr -($vusf*1000.0 + 1.0)]
set Ucu [expr -($dmaxf/$lvf)]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr -($dmaxf+0.5)/$lvf]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavertf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE DIAGONALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set ndf 2; #numero molle diagonali della fascia di piano

#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuff [expr $t0*$t*$hs/1000.0*sqrt(1 + $T/($b*$t0*$t*$hs/1000.0))];

#spostamento sommitale del sottopannello della fascia di piano in mm
set dysf [expr $vuff*1000.0*$ls/($G*$hs*$ts)];
```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

#angolo della diagonale del sottopannello della fascia di piano rispetto all'orizzontale
set thf [expr atan($ls/$hs)];

#lunghezza della diagonale del sottopannello della fascia di piano in mm
set ldf [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)];

#spostamento a rottura del sottopannello della fascia di piano in mm
set d2sf [expr $gu*$ls];

# legame costitutivo

set molladiagf 5
set Fpp [expr $vuff*1000.0/($ndf*cos($thf))]
set Upy [expr $dysf*cos($thf)/$ldf]
set Fppu [expr $Fpp*0.9]
set Upu [expr $d2sf*cos($thf)/$ldf]
set Fultp 1000.0
set Uultp [expr ($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set Fpc [expr -($vuff*1000.0)/($ndf*cos($thf))]
set Ucy [expr -($dysf*cos($thf))/$ldf]
set Fpcu [expr $Fpc*0.9]
set Ucu [expr -($d2sf*cos($thf))/$ldf]
set Fultc -1000.0
set Uultc [expr -($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
set beta 0.9
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiagf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----

# MOLLE ORIZZONTALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set nof 2; #numero di molle orizzontali fascia di piano
set Amf [expr $t*$hs/$nof]; #area afferente alla singola molla
set ecyf [expr $fu/2.0/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento (con fu/2)
set ecuf [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set etyf [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etuf [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollaorizf 6
set Fpp [expr $ft*$Amf]
set Upy [expr $etyf/$v*$ls]
set Fppu [expr $ft*$Amf + 100.0]
set Upu [expr $etuf/$v*$ls]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr $etuf/$v*$ls + 0.1]
set Fpc [expr $fu/2.0*$Amf]
set Ucy [expr $ecyf/$v*$ls]
set Fpcu [expr $fu/2.0*$Amf - 100.0]
set Ucu [expr $ecuf/$v*$ls]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr $ecuf/$v*$ls - 0.1]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaorizf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

```

```

# -----
# TRUSS RIGIDI DEI MACRO-ELEMENTI

set truss 0
set E 6.0e12
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

# MOLLE DIAGONALI DEI SOLAI
set diag 7
solaio $diag $F1pm $F2pm $F3pm $F4pm $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm $F1nm $F2nm $F3nm $F4nm
$d1nm $d2nm $d3nm $d4nm $rdispP $rdispN $rForceP $rForceN $uForceP $uForceN

#-----
# Definizione dei nodi del modello
#-----

# solaio (z = 3003 mm) - i nodi commentati sono sovrapposti con la muratura
#node 1 0.0 0.0 3003.0 corrisp. a nodo 106
node 2 0.0 750.0 3003.0
#node 3 0.0 1500.0 3003.0 corrisp. a nodo 115
node 4 0.0 2250.0 3003.0
#node 5 0.0 3000.0 3003.0 corrisp. a nodo 124
node 6 0.0 3750.0 3003.0
#node 7 0.0 4500.0 3003.0 corrisp. a nodo 131
node 8 1250.0 0.0 3003.0
node 9 1250.0 750.0 3003.0
node 10 1250.0 1500.0 3003.0
node 11 1250.0 2250.0 3003.0
node 12 1250.0 3000.0 3003.0
node 13 1250.0 3750.0 3003.0
node 14 1250.0 4500.0 3003.0
node 15 2500.0 0.0 3003.0
node 16 2500.0 750.0 3003.0
node 17 2500.0 1500.0 3003.0
node 18 2500.0 2250.0 3003.0
node 19 2500.0 3000.0 3003.0
node 20 2500.0 3750.0 3003.0
node 21 2500.0 4500.0 3003.0
node 22 3750.0 0.0 3003.0
node 23 3750.0 750.0 3003.0
node 24 3750.0 1500.0 3003.0
node 25 3750.0 2250.0 3003.0
node 26 3750.0 3000.0 3003.0
node 27 3750.0 3750.0 3003.0
node 28 3750.0 4500.0 3003.0
#node 29 5000.0 0.0 3003.0 corrisp. a nodo 206
node 30 5000.0 750.0 3003.0
#node 31 5000.0 1500.0 3003.0 corrisp. a nodo 215
node 32 5000.0 2250.0 3003.0
#node 33 5000.0 3000.0 3003.0 corrisp. a nodo 224
node 34 5000.0 3750.0 3003.0
#node 35 5000.0 4500.0 3003.0 corrisp. a nodo 231

# portale sinistro (x = 0 mm)
node 100 0.0 0.0 0.0
node 101 0.0 0.0 1.0
node 102 0.0 0.0 1001.0
node 103 0.0 0.0 1002.0
node 104 0.0 0.0 2002.0
node 105 0.0 0.0 2003.0
node 106 0.0 0.0 3003.0
node 107 0.0 1499.0 0.0
node 108 0.0 1499.0 1.0
node 109 0.0 1499.0 1001.0
node 110 0.0 1499.0 1002.0
node 111 0.0 1499.0 2002.0
node 112 0.0 1499.0 2003.0
node 113 0.0 1499.0 3003.0
node 114 0.0 1500.0 2003.0

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

node 115 0.0 1500.0 3003.0
node 116 0.0 2999.0 2003.0
node 117 0.0 2999.0 3003.0
node 118 0.0 3000.0 0.0
node 119 0.0 3000.0 1.0
node 120 0.0 3000.0 1001.0
node 121 0.0 3000.0 1002.0
node 122 0.0 3000.0 2002.0
node 123 0.0 3000.0 2003.0
node 124 0.0 3000.0 3003.0
node 125 0.0 4500.0 0.0
node 126 0.0 4500.0 1.0
node 127 0.0 4500.0 1001.0
node 128 0.0 4500.0 1002.0
node 129 0.0 4500.0 2002.0
node 130 0.0 4500.0 2003.0
node 131 0.0 4500.0 3003.0

```

portale destro (x = 5000 mm)

```

node 200 5000.0 0.0 0.0
node 201 5000.0 0.0 1.0
node 202 5000.0 0.0 1001.0
node 203 5000.0 0.0 1002.0
node 204 5000.0 0.0 2002.0
node 205 5000.0 0.0 2003.0
node 206 5000.0 0.0 3003.0
node 207 5000.0 1499.0 0.0
node 208 5000.0 1499.0 1.0
node 209 5000.0 1499.0 1001.0
node 210 5000.0 1499.0 1002.0
node 211 5000.0 1499.0 2002.0
node 212 5000.0 1499.0 2003.0
node 213 5000.0 1499.0 3003.0
node 214 5000.0 1500.0 2003.0
node 215 5000.0 1500.0 3003.0
node 216 5000.0 2999.0 2003.0
node 217 5000.0 2999.0 3003.0
node 218 5000.0 3000.0 0.0
node 219 5000.0 3000.0 1.0
node 220 5000.0 3000.0 1001.0
node 221 5000.0 3000.0 1002.0
node 222 5000.0 3000.0 2002.0
node 223 5000.0 3000.0 2003.0
node 224 5000.0 3000.0 3003.0
node 225 5000.0 4500.0 0.0
node 226 5000.0 4500.0 1.0
node 227 5000.0 4500.0 1001.0
node 228 5000.0 4500.0 1002.0
node 229 5000.0 4500.0 2002.0
node 230 5000.0 4500.0 2003.0
node 231 5000.0 4500.0 3003.0

```

```

#-----
# Definizione delle masse sismiche
#-----

```

```

set g 9806.0; #accelerazione gravità (mm/s^2)
#masse nodi centrali solaio
set m1 [expr ($gk1 + $qk1*0.3)*1000.0*$as/1000.0*$bs/1000.0/$g]

#masse nodi laterali solaio non poggianti sulle pareti (y = 0; y = 4500)
#(comprendono anche peso di striscia di parete fuori piano secondo a. influenza)
set m2 [expr $m1/2.0 + $w*1000.0*$a/1000.0*$h/1000.0*$t/1000.0/2.0/$g/4.0]

#masse nodi laterali solaio poggianti sulle pareti (x = 0; x = 5000):
#peso portale (diviso per 7 nodi e per 2 perché metà muro) + peso solaio afferente
set m3 [expr $m1/2.0 + $w*1000.0*($t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
    $t/1000.0*$ls/1000.0*$hs/1000.0)/$g/6.0]

```


B.2. Caso A380NS

```
#masse nodi d'angolo
set m4 [expr $m1/4.0 + $w*1000.0*($t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
      $t/1000.0*$ls/1000.0*$hs/1000.0)/$g/6.0/2.0 +
      $w*1000.0*$a/1000.0*$h/1000.0*$t/1000.0/2.0/$g/4.0/2.0]

mass 106 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 2 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 115 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 4 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 124 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 6 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 131 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 8 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 9 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 10 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 11 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 12 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 13 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 14 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 15 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 16 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 17 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 18 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 19 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 20 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 21 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 22 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 23 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 24 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 25 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 26 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 27 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 28 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 206 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 30 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 215 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 32 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 224 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 34 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 231 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
```

```
#-----
# Definizione degli elementi
#-----
```

```
# solaio
element truss 1 106 2 1.0 $truss
element truss 2 2 115 1.0 $truss
element truss 3 115 4 1.0 $truss
element truss 4 4 124 1.0 $truss
element truss 5 124 6 1.0 $truss
element truss 6 6 131 1.0 $truss
element truss 7 8 9 1.0 $truss
element truss 8 9 10 1.0 $truss
element truss 9 10 11 1.0 $truss
element truss 10 11 12 1.0 $truss
element truss 11 12 13 1.0 $truss
element truss 12 13 14 1.0 $truss
element truss 13 15 16 1.0 $truss
element truss 14 16 17 1.0 $truss
element truss 15 17 18 1.0 $truss
element truss 16 18 19 1.0 $truss
element truss 17 19 20 1.0 $truss
element truss 18 20 21 1.0 $truss
element truss 19 22 23 1.0 $truss
element truss 20 23 24 1.0 $truss
element truss 21 24 25 1.0 $truss
element truss 22 25 26 1.0 $truss
element truss 23 26 27 1.0 $truss
element truss 24 27 28 1.0 $truss
```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

element truss	25	206	30	1.0	\$truss
element truss	26	30	215	1.0	\$truss
element truss	27	215	32	1.0	\$truss
element truss	28	32	224	1.0	\$truss
element truss	29	224	34	1.0	\$truss
element truss	30	34	231	1.0	\$truss
element truss	31	106	8	1.0	\$truss
element truss	32	8	15	1.0	\$truss
element truss	33	15	22	1.0	\$truss
element truss	34	22	206	1.0	\$truss
element truss	35	2	9	1.0	\$truss
element truss	36	9	16	1.0	\$truss
element truss	37	16	23	1.0	\$truss
element truss	38	23	30	1.0	\$truss
element truss	39	115	10	1.0	\$truss
element truss	40	10	17	1.0	\$truss
element truss	41	17	24	1.0	\$truss
element truss	42	24	215	1.0	\$truss
element truss	43	4	11	1.0	\$truss
element truss	44	11	18	1.0	\$truss
element truss	45	18	25	1.0	\$truss
element truss	46	25	32	1.0	\$truss
element truss	47	124	12	1.0	\$truss
element truss	48	12	19	1.0	\$truss
element truss	49	19	26	1.0	\$truss
element truss	50	26	224	1.0	\$truss
element truss	51	6	13	1.0	\$truss
element truss	52	13	20	1.0	\$truss
element truss	53	20	27	1.0	\$truss
element truss	54	27	34	1.0	\$truss
element truss	55	131	14	1.0	\$truss
element truss	56	14	21	1.0	\$truss
element truss	57	21	28	1.0	\$truss
element truss	58	28	231	1.0	\$truss
element truss	59	106	9	1.0	\$diag
element truss	60	2	10	1.0	\$diag
element truss	61	115	11	1.0	\$diag
element truss	62	4	12	1.0	\$diag
element truss	63	124	13	1.0	\$diag
element truss	64	6	14	1.0	\$diag
element truss	65	8	16	1.0	\$diag
element truss	66	9	17	1.0	\$diag
element truss	67	10	18	1.0	\$diag
element truss	68	11	19	1.0	\$diag
element truss	69	12	20	1.0	\$diag
element truss	70	13	21	1.0	\$diag
element truss	71	16	22	1.0	\$diag
element truss	72	17	23	1.0	\$diag
element truss	73	18	24	1.0	\$diag
element truss	74	19	25	1.0	\$diag
element truss	75	20	26	1.0	\$diag
element truss	76	21	27	1.0	\$diag
element truss	77	23	206	1.0	\$diag
element truss	78	24	30	1.0	\$diag
element truss	79	25	215	1.0	\$diag
element truss	80	26	32	1.0	\$diag
element truss	81	27	224	1.0	\$diag
element truss	82	28	34	1.0	\$diag
# portale sinistro					
element truss	100	101	102	1.0	\$truss
element truss	101	102	109	1.0	\$truss
element truss	102	109	108	1.0	\$truss
element truss	103	108	101	1.0	\$truss
element truss	104	103	104	1.0	\$truss
element truss	105	104	111	1.0	\$truss
element truss	106	111	110	1.0	\$truss
element truss	107	110	103	1.0	\$truss
element truss	108	105	106	1.0	\$truss
element truss	109	106	113	1.0	\$truss

B.2. Caso A380NS

element truss	110	113	112	1.0	\$truss
element truss	111	112	105	1.0	\$truss
element truss	112	114	115	1.0	\$truss
element truss	113	115	117	1.0	\$truss
element truss	114	117	116	1.0	\$truss
element truss	115	116	114	1.0	\$truss
element truss	116	119	120	1.0	\$truss
element truss	117	120	127	1.0	\$truss
element truss	118	127	126	1.0	\$truss
element truss	119	126	119	1.0	\$truss
element truss	120	121	122	1.0	\$truss
element truss	121	122	129	1.0	\$truss
element truss	122	129	128	1.0	\$truss
element truss	123	128	121	1.0	\$truss
element truss	124	123	124	1.0	\$truss
element truss	125	124	131	1.0	\$truss
element truss	126	131	130	1.0	\$truss
element truss	127	130	123	1.0	\$truss
element truss	128	100	101	1.0	\$mollavert
element truss	129	102	103	1.0	\$mollavert
element truss	130	104	105	1.0	\$mollavert
element truss	131	107	108	1.0	\$mollavert
element truss	132	109	110	1.0	\$mollavert
element truss	133	111	112	1.0	\$mollavert
element truss	134	118	119	1.0	\$mollavert
element truss	135	120	121	1.0	\$mollavert
element truss	136	122	123	1.0	\$mollavert
element truss	137	125	126	1.0	\$mollavert
element truss	138	127	128	1.0	\$mollavert
element truss	139	129	130	1.0	\$mollavert
element truss	140	101	109	1.0	\$molladiag
element truss	141	102	108	1.0	\$molladiag
element truss	142	103	111	1.0	\$molladiag
element truss	143	104	110	1.0	\$molladiag
element truss	144	105	113	1.0	\$molladiag
element truss	145	106	112	1.0	\$molladiag
element truss	146	119	127	1.0	\$molladiag
element truss	147	120	126	1.0	\$molladiag
element truss	148	121	129	1.0	\$molladiag
element truss	149	122	128	1.0	\$molladiag
element truss	150	123	131	1.0	\$molladiag
element truss	151	124	130	1.0	\$molladiag
element truss	152	100	108	1.0	\$mollaoriz
element truss	153	101	107	1.0	\$mollaoriz
element truss	154	103	109	1.0	\$mollaoriz
element truss	155	102	110	1.0	\$mollaoriz
element truss	156	105	111	1.0	\$mollaoriz
element truss	157	104	112	1.0	\$mollaoriz
element truss	158	118	126	1.0	\$mollaoriz
element truss	159	119	125	1.0	\$mollaoriz
element truss	160	121	127	1.0	\$mollaoriz
element truss	161	120	128	1.0	\$mollaoriz
element truss	162	123	129	1.0	\$mollaoriz
element truss	163	122	130	1.0	\$mollaoriz
element truss	164	114	117	1.0	\$molladiagf
element truss	165	115	116	1.0	\$molladiagf
element truss	166	113	115	1.0	\$mollaorizf
element truss	167	112	114	1.0	\$mollaorizf
element truss	168	116	123	1.0	\$mollaorizf
element truss	169	117	124	1.0	\$mollaorizf
element truss	170	112	115	1.0	\$mollavertf
element truss	171	113	114	1.0	\$mollavertf
element truss	172	116	124	1.0	\$mollavertf
element truss	173	117	123	1.0	\$mollavertf
# portale destro					
element truss	200	201	202	1.0	\$truss
element truss	201	202	209	1.0	\$truss
element truss	202	209	208	1.0	\$truss
element truss	203	208	201	1.0	\$truss

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

element truss	204	203	204	1.0	\$truss
element truss	205	204	211	1.0	\$truss
element truss	206	211	210	1.0	\$truss
element truss	207	210	203	1.0	\$truss
element truss	208	205	206	1.0	\$truss
element truss	209	206	213	1.0	\$truss
element truss	210	213	212	1.0	\$truss
element truss	211	212	205	1.0	\$truss
element truss	212	214	215	1.0	\$truss
element truss	213	215	217	1.0	\$truss
element truss	214	217	216	1.0	\$truss
element truss	215	216	214	1.0	\$truss
element truss	216	219	220	1.0	\$truss
element truss	217	220	227	1.0	\$truss
element truss	218	227	226	1.0	\$truss
element truss	219	226	219	1.0	\$truss
element truss	220	221	222	1.0	\$truss
element truss	221	222	229	1.0	\$truss
element truss	222	229	228	1.0	\$truss
element truss	223	228	221	1.0	\$truss
element truss	224	223	224	1.0	\$truss
element truss	225	224	231	1.0	\$truss
element truss	226	231	230	1.0	\$truss
element truss	227	230	223	1.0	\$truss
element truss	228	200	201	1.0	\$mollavert
element truss	229	202	203	1.0	\$mollavert
element truss	230	204	205	1.0	\$mollavert
element truss	231	207	208	1.0	\$mollavert
element truss	232	209	210	1.0	\$mollavert
element truss	233	211	212	1.0	\$mollavert
element truss	234	218	219	1.0	\$mollavert
element truss	235	220	221	1.0	\$mollavert
element truss	236	222	223	1.0	\$mollavert
element truss	237	225	226	1.0	\$mollavert
element truss	238	227	228	1.0	\$mollavert
element truss	239	229	230	1.0	\$mollavert
element truss	240	201	209	1.0	\$molladiag
element truss	241	202	208	1.0	\$molladiag
element truss	242	203	211	1.0	\$molladiag
element truss	243	204	210	1.0	\$molladiag
element truss	244	205	213	1.0	\$molladiag
element truss	245	206	212	1.0	\$molladiag
element truss	246	219	227	1.0	\$molladiag
element truss	247	220	226	1.0	\$molladiag
element truss	248	221	229	1.0	\$molladiag
element truss	249	222	228	1.0	\$molladiag
element truss	250	223	231	1.0	\$molladiag
element truss	251	224	230	1.0	\$molladiag
element truss	252	200	208	1.0	\$mollaoriz
element truss	253	201	207	1.0	\$mollaoriz
element truss	254	203	209	1.0	\$mollaoriz
element truss	255	202	210	1.0	\$mollaoriz
element truss	256	205	211	1.0	\$mollaoriz
element truss	257	204	212	1.0	\$mollaoriz
element truss	258	218	226	1.0	\$mollaoriz
element truss	259	219	225	1.0	\$mollaoriz
element truss	260	221	227	1.0	\$mollaoriz
element truss	261	220	228	1.0	\$mollaoriz
element truss	262	223	229	1.0	\$mollaoriz
element truss	263	222	230	1.0	\$mollaoriz
element truss	264	214	217	1.0	\$molladiagf
element truss	265	215	216	1.0	\$molladiagf
element truss	266	213	215	1.0	\$mollaorizf
element truss	267	212	214	1.0	\$mollaorizf
element truss	268	216	223	1.0	\$mollaorizf
element truss	269	217	224	1.0	\$mollaorizf
element truss	270	212	215	1.0	\$mollavertf
element truss	271	213	214	1.0	\$mollavertf
element truss	272	216	224	1.0	\$mollavertf
element truss	273	217	223	1.0	\$mollavertf

```

#-----
# Definizione degli elementi beam per il fuori piano
#-----

# nodi lungo y = 0 mm
node 1000 1250.0 0.0 0.0
node 1001 2500.0 0.0 0.0
node 1002 3750.0 0.0 0.0
node 1003 1250.0 0.0 1002.0
node 1004 2500.0 0.0 1002.0
node 1005 3750.0 0.0 1002.0
node 1006 1250.0 0.0 2003.0
node 1007 2500.0 0.0 2003.0
node 1008 3750.0 0.0 2003.0
node 1009 1250.0 0.0 1001.0
node 1010 2500.0 0.0 1001.0
node 1011 3750.0 0.0 1001.0
node 1012 1250.0 0.0 2002.0
node 1013 2500.0 0.0 2002.0
node 1014 3750.0 0.0 2002.0
node 1015 1250.0 0.0 1.0
node 1016 2500.0 0.0 1.0
node 1017 3750.0 0.0 1.0

# nodi lungo y = 4500 mm
node 2000 1250.0 4500.0 0.0
node 2001 2500.0 4500.0 0.0
node 2002 3750.0 4500.0 0.0
node 2003 1250.0 4500.0 1002.0
node 2004 2500.0 4500.0 1002.0
node 2005 3750.0 4500.0 1002.0
node 2006 1250.0 4500.0 2003.0
node 2007 2500.0 4500.0 2003.0
node 2008 3750.0 4500.0 2003.0
node 2009 1250.0 4500.0 1001.0
node 2010 2500.0 4500.0 1001.0
node 2011 3750.0 4500.0 1001.0
node 2012 1250.0 4500.0 2002.0
node 2013 2500.0 4500.0 2002.0
node 2014 3750.0 4500.0 2002.0
node 2015 1250.0 4500.0 1.0
node 2016 2500.0 4500.0 1.0
node 2017 3750.0 4500.0 1.0

# cambio coordinate da sistema locale a globale
set transfTag1 1 geomTransf Linear $transfTag1 0 1 0
set transfTag2 2 geomTransf Linear $transfTag2 0 0 1

# calcolo dei momenti d'inerzia fuori piano:
set I1 [expr $as*$t*$t*$t/12.0]; # J beam vert. secondo a. influenza
set I2 [expr $hs*$t*$t*$t/12.0/2.0]; # J beam oriz. secondo a. influenza

# il modulo elastico viene ridotto per tener conto di degrado/fessurazione

# sequenza da usare:
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $Iy $Iz $transfTag

# beam lungo y = 0 mm
element elasticBeamColumn 301 1000 1015 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 332 1015 1009 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 318 1009 1003 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 302 1003 1012 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 319 1012 1006 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

element elasticBeamColumn 303 1006 8 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 304 1001 1016 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 333 1016 1010 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 320 1010 1004 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 305 1004 1013 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 321 1013 1007 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 306 1007 15 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 307 1002 1017 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 334 1017 1011 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 322 1011 1005 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 308 1005 1014 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 323 1014 1008 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 309 1008 22 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 310 103 1003 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 311 1003 1004 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 312 1004 1005 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 313 1005 203 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 314 105 1006 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 315 1006 1007 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 316 1007 1008 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 317 1008 205 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 324 102 1009 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 325 1009 1010 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 326 1010 1011 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 327 1011 202 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 328 104 1012 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 329 1012 1013 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 330 1013 1014 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 331 1014 204 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 335 101 1015 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 336 1015 1016 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 337 1016 1017 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 338 1017 201 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2

# beam lungo y = 4500 mm
element elasticBeamColumn 401 2000 2015 1.0 [expr $Em/2.0] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1

```

B.2. Caso A380NS

element elasticBeamColumn	432	2015	2009	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	418	2009	2003	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	402	2003	2012	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	419	2012	2006	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	403	2006	14	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	404	2001	2016	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	433	2016	2010	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	420	2010	2004	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	405	2004	2013	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	421	2013	2007	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	406	2007	21	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	407	2002	2017	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	434	2017	2011	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	422	2011	2005	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	408	2005	2014	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	423	2014	2008	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	409	2008	28	1.0	[expr \$Em/2.0]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	410	128	2003	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	411	2003	2004	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	412	2004	2005	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	413	2005	228	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	414	130	2006	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	415	2006	2007	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	416	2007	2008	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	417	2008	230	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	424	127	2009	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	425	2009	2010	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	426	2010	2011	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	427	2011	227	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	428	129	2012	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	429	2012	2013	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	430	2013	2014	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	431	2014	229	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	435	126	2015	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	436	2015	2016	1.0	[expr \$Em/10.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
element elasticBeamColumn 437 2016 2017 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 438 2017 226 1.0 [expr $Em/10.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
```

```
#-----
# Definizione dei nodi vincolati
#-----
```

```
# nodi dei beam per fuori piano (cerniere cilindriche)
```

```
fix 1000 1 1 1 0 1 1
fix 1001 1 1 1 0 1 1
fix 1002 1 1 1 0 1 1
fix 2000 1 1 1 0 1 1
fix 2001 1 1 1 0 1 1
fix 2002 1 1 1 0 1 1
```

```
# portale sinistro (incastri + carrelli fuori piano)
```

```
fix 100 1 1 1 1 1 1
fix 107 1 1 1 1 1 1
fix 118 1 1 1 1 1 1
fix 125 1 1 1 1 1 1
fix 101 1 0 0 1 1 1
fix 102 1 0 0 1 1 1
fix 103 1 0 0 1 1 1
fix 104 1 0 0 1 1 1
fix 105 1 0 0 1 1 1
fix 106 1 0 0 1 1 1
fix 108 1 0 0 1 1 1
fix 109 1 0 0 1 1 1
fix 110 1 0 0 1 1 1
fix 111 1 0 0 1 1 1
fix 112 1 0 0 1 1 1
fix 113 1 0 0 1 1 1
fix 114 1 0 0 1 1 1
fix 115 1 0 0 1 1 1
fix 116 1 0 0 1 1 1
fix 117 1 0 0 1 1 1
fix 119 1 0 0 1 1 1
fix 120 1 0 0 1 1 1
fix 121 1 0 0 1 1 1
fix 122 1 0 0 1 1 1
fix 123 1 0 0 1 1 1
fix 124 1 0 0 1 1 1
fix 126 1 0 0 1 1 1
fix 127 1 0 0 1 1 1
fix 128 1 0 0 1 1 1
fix 129 1 0 0 1 1 1
fix 130 1 0 0 1 1 1
fix 131 1 0 0 1 1 1
```

```
# portale destro (incastri + carrelli fuori piano)
```

```
fix 200 1 1 1 1 1 1
fix 207 1 1 1 1 1 1
fix 218 1 1 1 1 1 1
fix 225 1 1 1 1 1 1
fix 201 1 0 0 1 1 1
fix 202 1 0 0 1 1 1
fix 203 1 0 0 1 1 1
fix 204 1 0 0 1 1 1
fix 205 1 0 0 1 1 1
fix 206 1 0 0 1 1 1
fix 208 1 0 0 1 1 1
fix 209 1 0 0 1 1 1
fix 210 1 0 0 1 1 1
fix 211 1 0 0 1 1 1
fix 212 1 0 0 1 1 1
fix 213 1 0 0 1 1 1
fix 214 1 0 0 1 1 1
fix 215 1 0 0 1 1 1
```


B.2. Caso A380NS

```

fix 216 1 0 0 1 1 1
fix 217 1 0 0 1 1 1
fix 219 1 0 0 1 1 1
fix 220 1 0 0 1 1 1
fix 221 1 0 0 1 1 1
fix 222 1 0 0 1 1 1
fix 223 1 0 0 1 1 1
fix 224 1 0 0 1 1 1
fix 226 1 0 0 1 1 1
fix 227 1 0 0 1 1 1
fix 228 1 0 0 1 1 1
fix 229 1 0 0 1 1 1
fix 230 1 0 0 1 1 1
fix 231 1 0 0 1 1 1

```

solaio (carrelli fuori piano)

```

fix 2 1 0 1 1 1 1
fix 4 1 0 1 1 1 1
fix 6 1 0 1 1 1 1
fix 8 0 0 1 1 1 1
fix 9 0 0 1 1 1 1
fix 10 0 0 1 1 1 1
fix 11 0 0 1 1 1 1
fix 12 0 0 1 1 1 1
fix 13 0 0 1 1 1 1
fix 14 0 0 1 1 1 1
fix 15 0 0 1 1 1 1
fix 16 0 0 1 1 1 1
fix 17 0 0 1 1 1 1
fix 18 0 0 1 1 1 1
fix 19 0 0 1 1 1 1
fix 20 0 0 1 1 1 1
fix 21 0 0 1 1 1 1
fix 22 0 0 1 1 1 1
fix 23 0 0 1 1 1 1
fix 24 0 0 1 1 1 1
fix 25 0 0 1 1 1 1
fix 26 0 0 1 1 1 1
fix 27 0 0 1 1 1 1
fix 28 0 0 1 1 1 1
fix 30 1 0 1 1 1 1
fix 32 1 0 1 1 1 1
fix 34 1 0 1 1 1 1

```

```

#-----
# Definizione dei carichi
#-----

```

```

pattern Plain 1 Linear { # Carichi verticali applicati ai portali
load 106 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 115 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 124 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 131 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 206 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 215 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 224 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 231 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;

```

```

# Carichi orizzontali dovuti ai tiranti
load 105 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 106 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 130 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 131 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 205 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 206 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 230 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 231 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
#-----
# Output dei dati
#-----

recorder Node -file Risultati/disp_port1.txt -node 106 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_port2.txt -node 206 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_sol.txt -node 21 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_fp_1004.txt -node 1004 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_fp_1007.txt -node 1007 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_fp_2004.txt -node 2004 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_fp_2007.txt -node 2007 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/react_port1.txt -node 100 107 118 125 -dof 2 reaction;
recorder Node -file Risultati/react_port2.txt -node 200 207 218 225 -dof 2 reaction;
recorder Element -file Risultati/axial_sol.txt -ele 70 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_vertbase.txt -node 108 -dof 3 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_vertbase.txt -ele 131 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_orizbase.txt -node 101 -dof 2 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_orizbase.txt -ele 153 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_diagbase.txt -node 102 -dof 2 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_diagbase.txt -ele 141 axialForce;

#-----
# ANALISI
#-----

puts      "SOLVING..."
set       startTime [clock clicks -milliseconds]
# Gravity-analysis parameters set Tol 1.0e-5 ;
set Niter 1000 ;           # numero massimo di iterazioni Newton
constraints Transformation; # how it handles boundary conditions
numberer RCM;             # renumber dof's to minimize band-width
system BandGeneral;      # how to store and solve the system of equations
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ; # determine if convergence has been achieved
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ; # updates tangent stiffness at every iteration
set NstepGravity 10;      # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static;         # define type of analysis static or transient
analyze $NstepGravity;   # apply gravity

#TIME HISTORY
loadConst -time 0.0; # hold gravity constant and restart time
set Tol 1.0e-6;      # convergence tolerance for test
set Niter 10000;     # numero massimo di iterazioni Newton
wipeAnalysis;       # clear previously-define analysis parameters
constraints Plain;  # how it handles boundary conditions
numberer Plain;    # renumber dof's to minimize band-width (optimization)
system BandGeneral; # how to store and solve the system of equations
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;
#test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
#test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm KrylovNewton;
integrator Newmark 0.5 0.25

# define damping

set xDamp 0.02;           # 2% damping ratio
set lambda1 [eigen 1];   # eigenvalue mode 1
set omega1 [expr pow($lambda1,0.5)];
set offset 4;           # due Hz più del 1' modo
set omega2 [expr ($omega1/6.28+$offset)*6.28] ;
puts "1a frequenza =[expr $omega1/6.28]"; # plotta la prima frequenza
puts "2a frequenza =[expr $omega2/6.28]"; # plotta la seconda frequenza

set alphaM [expr ($omega1*$omega2*2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

set betaKcurr 0.0;      # K-proportional damping +betaKcurr*KCurrent

set betaKcomm [expr (2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;
```

```

puts "alphaM = $alphaM"
puts "betaKcomm = $betaKcomm"
set betaKinit 0.0;      # initial-stiffness proportional damping + betaKinit*Kini

# define damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm; # RAYLEIGH damping

analysis Transient
set AccelY "Series -dt 0.01 -filePath sisma3.th -factor 2.02";
pattern UniformExcitation 4000 2 -accel $AccelY;
set DtAnalysis 0.001
set TmaxAnalysis 25
set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
analyze $Nsteps $DtAnalysis
puts "Analisi completata"
set finishTime [clock clicks -milliseconds];
set timeSeconds [expr ($finishTime-$startTime)/1000];
set timeMinutes [expr ($timeSeconds/60)];
set timeHours [expr ($timeSeconds/3600)];
set timeMinutes [expr ($timeMinutes - $timeHours*60)];
set timeSeconds [expr ($timeSeconds - $timeMinutes*60 - $timeHours*3600)];
puts "\n-----";
puts "TOTAL TIME TAKEN $timeHours:$timeMinutes:$timeSeconds";

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE
#####

proc solaiio {matID F1pm F2pm F3pm F4pm d1pm d2pm d3pm d4pm F1nm F2nm F3nm
F4nm d1nm d2nm d3nm d4nm rdispP rdispN rForceP rForceN uForceP uForceN} {

# Positive/Negative envelope Stress/Load
# stress1 stress2 stress3 stress4
set pEnvelopeStress [list [expr $F1pm*1000.0] [expr $F2pm*1000.0]
[expr $F3pm*1000.0] [expr $F4pm*1000.0]]
set nEnvelopeStress [list [expr $F1nm*1000.0] [expr $F2nm*1000.0]
[expr $F3nm*1000.0] [expr $F4nm*1000.0]]

# Positive/Negative envelope Strain/Deformation
# strain1 strain2 strain3 strain4
set pEnvelopeStrain [list $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm]
set nEnvelopeStrain [list $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm]

# Ratio of maximum deformation at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rDisp [list $rdispP $rdispN]

# Ratio of envelope force at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rForce [list $rForceP $rForceN]

# Ratio of monotonic strength developed upon unloading
# Pos_env. Neg_env.
set uForce [list $uForceP $uForceN]

# Coefficients for Unloading Stiffness degradation
# gammaK1 gammaK2 gammaK3 gammaK4 gammaKLimit
set gammaK [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Reloading Stiffness degradation
# gammaD1 gammaD2 gammaD3 gammaD4 gammaDLimit
set gammaD [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Strength degradation
# gammaF1 gammaF2 gammaF3 gammaF4 gammaFLimit
set gammaF [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

set gammaE 10.0

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
# damage type (option: "energy", "cycle")
set dam "cycle"

# add the material to domain
uniaxialMaterial Pinching4 $matID [lindex $pEnvelopeStress 0]
[lindex $pEnvelopeStrain 0] [lindex $pEnvelopeStress 1]
[lindex $pEnvelopeStrain 1] [lindex $pEnvelopeStress 2]
[lindex $pEnvelopeStrain 2] [lindex $pEnvelopeStress 3]
[lindex $pEnvelopeStrain 3] [lindex $nEnvelopeStress 0]
[lindex $nEnvelopeStrain 0] [lindex $nEnvelopeStress 1]
[lindex $nEnvelopeStrain 1] [lindex $nEnvelopeStress 2]
[lindex $nEnvelopeStrain 2] [lindex $nEnvelopeStress 3]
[lindex $nEnvelopeStrain 3] [lindex $rDisp 0] [lindex $rForce 0]
[lindex $uForce 0] [lindex $rDisp 1] [lindex $rForce 1]
[lindex $uForce 1] [lindex $gammaK 0] [lindex $gammaK 1]
[lindex $gammaK 2] [lindex $gammaK 3] [lindex $gammaK 4]
[lindex $gammaD 0] [lindex $gammaD 1] [lindex $gammaD 2]
[lindex $gammaD 3] [lindex $gammaD 4] [lindex $gammaF 0]
[lindex $gammaF 1] [lindex $gammaF 2] [lindex $gammaF 3]
[lindex $gammaF 4] $gammaE $dam

puts "diagonali_ok"
}
```

B.3 Caso B320TB

```
#####
# Description:  CASO B320TB
#####

wipe

#-----
# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
file mkdir Risultati; #cartella file output

#-----
# richiamo le subroutine esterne

source solaio.tcl

#-----
# Definizione variabili del solaio
#-----

#carichi solaio

set gk1 2.71; #peso proprio solaio (kN/m^2)
set qk1 2.0; #carico accidentale (kN/m^2)
# parametri geometrici
set a 8000.0; #lato lungo del solaio (mm)
set b 4500.0; #lato corto del solaio (mm)
set as 2000.0; #lato lungo del sottopannello (mm)
set bs 750.0; #lato corto del sottopannello (mm)
set n 12; #numero molle che scaricano sui bordi
set ds [expr sqrt($as*$as+$bs*$bs)]; #lunghezza diagonale sottopannello (mm)
set th [expr atan($as/$bs)]; #angolo molle rispetto alla forza

# parametri della prova sperimentale

# backbone curve
#ramo POSITIVO:
set d1p 2.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2p 12.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3p 46.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4p 48.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1p 80.0; #forza limite elastica (kN)
```

B.3. Caso B320TB

```

set F2p 190.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3p 370.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4p 30.0; #forza a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO:
set d1n -1.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2n -10.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3n -41.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4n -42.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1n -70.0; #forza limite elastica (kN)
set F2n -180.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3n -410.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4n -30.0; #forza a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set d1pin 17.0; #rdispP*dmax
set d2pin 46.0; #dmax
set d3pin 42.0; #*
set d4pin -10.0; #rdispN*dmin
set d5pin -41.0; #dmin
set d6pin -35.7; #*
set F1pin 100.0; #rForceP*f(dmax)
set F2pin 370.0; #f(dmax)
set F3pin 10.0; #uForceN*eNf3
set F4pin -100.0; #rForceN*f(dmin)
set F5pin -400.0; #f(dmin)
set F6pin -30.0; #uForceP*ePf3

#fattore scala (dim. numerica/dim. sperim.) per le forze (4500/4000)
set fsf 1.125;

#fattore di scala (dim. numerica/dim. sperim.) per gli spost. (8000/5000)
set fss 1.6;

#numero di file di sottopannelli in cui è diviso metà lato lungo
set nf 2

# parametri assegnati alla singola molla

# backbone curve
#ramo POSITIVO
set d1p [expr $d1p*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2p [expr $d2p*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3p [expr $d3p*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4p [expr $d4p*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1p [expr $F1p*$fsf/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2p [expr $F2p*$fsf/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3p [expr $F3p*$fsf/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4p [expr $F4p*$fsf/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO
set d1n [expr $d1n*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2n [expr $d2n*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3n [expr $d3n*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4n [expr $d4n*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1n [expr $F1n*$fsf/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2n [expr $F2n*$fsf/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3n [expr $F3n*$fsf/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4n [expr $F4n*$fsf/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)

set rdispP [expr $d1pin/$d2pin]
set rdispN [expr $d4pin/$d5pin]
set rForceP [expr $F1pin/$F2pin]
set rForceN [expr $F4pin/$F5pin]
set uForceP [expr $F6pin/(-$F3n)]
set uForceN [expr $F3pin/(-$F3p)]

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

#-----
# Definizione dei parametri della muratura
#-----

# parametri geometrici del singolo maschio murario
set t 320.0; #spessore del pannello in mm
set l 1500.0; #larghezza del pannello in mm
set h 3000.0; #altezza del pannello in mm
set v 1; #vincolo in sommità (1=libero, 2=incastro)
set ts 320.0; #spessore del sottopannello in mm
set ls 1500.0; #larghezza del sottopannello in mm
set hs 1000.0; #altezza del sottopannello in mm

#proprietà meccaniche (da prove sperimentali)
set fu -7.92; #resistenza ultima a compressione della muratura in MPa
set ft 0.2; #resistenza ultima a trazione della muratura in MPa
set Em 2910.0; #modulo elastico della muratura in MPa
set t0 0.1; #resistenza media a taglio a compressione nulla in MPa
set G 875.0; #modulo a taglio della muratura in MPa
set c 0.2; #coesione della muratura in MPa
set f 0.5; #angolo d'attrito della muratura in radianti
set gu 0.00535; #scorrimento angolare a rottura
set w 24.0; #peso specifico della muratura in kN/m^3

#peso della porzione di solaio afferente in kN
set q [expr ($gk1 + 0.3*$qk1)*0.5*$b/1000.0];

#sforzo assiale sul singolo maschio murario in kN
set N [expr ($q + 4.0*$w*$t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
2.0*$w*$t/1000.0*$l/1000.0*$hs/1000.0)/4.0];

set T 150.0; #sforzo generato dal singolo tirante (kN)

# -----
# MOLLE VERTICALI

# parametri iniziali

set nv 2; #numero di molle verticali nel pannello
set Am [expr $t*$l/$nv]; #area afferente alla singola molla
set ecy [expr $fu/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento
set ecu [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set ety [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etu [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollavert 1
set Fpp [expr $ft*$Am]
set Upy [expr $ety/$v*$hs]
set Fppu [expr $ft*$Am + 100.0]
set Upu [expr $etu/$v*$hs]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr $etu/$v*$hs + 0.1]
set Fpc [expr $fu*$Am]
set Ucy [expr $ecy/$v*$hs]
set Fpcu [expr $fu*$Am - 100.0]
set Ucu [expr $ecu/$v*$hs]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr $ecu/$v*$hs - 0.1]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavert $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

```

```

# MOLLE DIAGONALI

# parametri iniziali

set nd 2; #numero molle diagonali
if {$h<$l} { #scelta del parametro b (Turnsek-Cacovic)
set b 1.0
} else {
if {$h>1.5*$l} {
set b 1.5 } else {set b [expr $h/$l]}
}
#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuf [expr $t0*$t*$l/1000.0*sqrt(1 + $N/($b*$t0*$t*$l/1000.0))]

#spostamento sommitale del sottopannello in mm
set dys [expr $vuf*1000.0*$hs/($G*$ls*$ts)]

#angolo della diagonale del sottopannello rispetto all'orizzontale
set theta [expr atan($hs/$ls)]

#lunghezza della diagonale del sottopannello in mm
set ldiag [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)]

#spostamento a rottura del sottopannello in mm
set d2s [expr $gu*$hs];

# legame costitutivo

set molladiag 2
set Fpp [expr $vuf*1000.0/($nd*cos($theta))]
set Upy [expr $dys*cos($theta)/ldiag]
set Fppu [expr $Fpp*0.9]
set Upu [expr $d2s*cos($theta)/ldiag]
set Fultp 1000.0
set Uultp [expr ($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/ldiag]
set Fpc [expr -($vuf*1000.0)/($nd*cos($theta))]
set Ucy [expr -($dys*cos($theta))/ldiag]
set Fpcu [expr $Fpc*0.9]
set Ucu [expr -($d2s*cos($theta))/ldiag]
set Fultc -1000.0
set Uultc [expr -($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/ldiag]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
set beta 0.9
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiag $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----

# MOLLE ORIZZONTALI

# parametri iniziali

set no 2; #numero molle orizzontali
set dmax [expr $gu*$h]; #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo per scorrimento secondo Mohr e Coulomb in kN
set vus [expr ($c*$l*$t/1000.0 + $N*$f)/$no];

#lunghezza molla orizzontale in mm
set loriz [expr sqrt($ls*$ls + 1.0)];

# legame costitutivo

set mollaoriz 3
set Fpp [expr $vus*1000.0]
set Upy [expr $dmax*0.1/$loriz]
set Fppu [expr $vus*1000.0 + 1.0]

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

set      Upu      [expr $dmax/$loriz]
set      Fultp    0.1
set      Uultp    [expr ($dmax+0.5)/$loriz]
set      Fpc      [expr -($vus*1000.0)]
set      Ucy      [expr -($dmax*0.1)/$loriz]
set      Fpcu     [expr -($vus*1000.0 + 1.0)]
set      Ucu      [expr -($dmax/$loriz)]
set      Fultc    -0.1
set      Uultc    [expr -($dmax+0.5)/$loriz]
set      pinchX  0.0
set      pinchY  0.0
set      damage1  0.0
set      damage2  0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaoriz $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE VERTICALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set nvf 2; #numero molle verticali della fascia di piano
set dmaxf [expr $gu*$ls]; #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo a scorrimento (Mohr-Coulomb) in kN (decuplicato per ingranamento)
set vusf [expr 10.0*($c*$hs*$t/1000.0 + $T*$f)/$nvf];

#lunghezza molla verticale in mm
set lvf [expr sqrt($hs*$hs + 1.0)];

# legame costitutivo

set      mollavertf 4
set      Fpp      [expr $vusf*1000.0]
set      Upy      [expr $dmaxf*0.1/$lvf]
set      Fppu     [expr $vusf*1000.0 + 1.0]
set      Upu      [expr $dmaxf/$lvf]
set      Fultp    0.1
set      Uultp    [expr ($dmaxf+0.5)/$lvf]
set      Fpc      [expr -($vusf*1000.0)]
set      Ucy      [expr -($dmaxf*0.1)/$lvf]
set      Fpcu     [expr -($vusf*1000.0 + 1.0)]
set      Ucu      [expr -($dmaxf/$lvf)]
set      Fultc    -0.1
set      Uultc    [expr -($dmaxf+0.5)/$lvf]
set      pinchX  0.0
set      pinchY  0.0
set      damage1  0.0
set      damage2  0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavertf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE DIAGONALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set ndf 2; #numero molle diagonali della fascia di piano

#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuff [expr $t*$t*$hs/1000.0*sqrt(1 + $T/($b*$t*$t*$hs/1000.0))];

#spostamento sommitale del sottopannello della fascia di piano in mm
set dysf [expr $vuff*1000.0*$ls/($G*$hs*$ts)];

#angolo della diagonale del sottopannello della fascia di piano rispetto all'orizzontale
set thf [expr atan($ls/$hs)];

```


B.3. Caso B320TB

```

#lunghezza della diagonale del sottopannello della fascia di piano in mm
set ldf [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)];

#spostamento a rottura del sottopannello della fascia di piano in mm
set d2sf [expr $gu*$ls];

# legame costitutivo

set molladiagf 5
set Fpp [expr $vuff*1000.0/($ndf*cos($thf))]
set Upy [expr $dysf*cos($thf)/$ldf]
set Fppu [expr $Fpp*0.9]
set Upu [expr $d2sf*cos($thf)/$ldf]
set Fultp 1000.0
set Uultp [expr ($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set Fpc [expr -($vuff*1000.0)/($ndf*cos($thf))]
set Ucy [expr -($dysf*cos($thf))/$ldf]
set Fpcu [expr $Fpc*0.9]
set Ucu [expr -($d2sf*cos($thf))/$ldf]
set Fultc -1000.0
set Uultc [expr -($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
set beta 0.9
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiagf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----
# MOLLE ORIZZONTALI DELLE FASCE DI PIANO
# parametri iniziali

set nof 2; #numero di molle orizzontali fascia di piano
set Amf [expr $t*$hs/$nof]; #area afferente alla singola molla
set ecyf [expr $fu/2.0/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento (con fu/2)
set ecuf [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set etyf [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etuf [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollaorizf 6
set Fpp [expr $ft*$Amf]
set Upy [expr $etyf/$v*$ls]
set Fppu [expr $ft*$Amf + 100.0]
set Upu [expr $etuf/$v*$ls]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr $etuf/$v*$ls + 0.1]
set Fpc [expr $fu/2.0*$Amf]
set Ucy [expr $ecyf/$v*$ls]
set Fpcu [expr $fu/2.0*$Amf - 100.0]
set Ucu [expr $ecuf/$v*$ls]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr $ecuf/$v*$ls - 0.1]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaorizf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----
# TRUSS RIGIDI DEI MACRO-ELEMENTI

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

set truss 0
set E 6.0e12
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

# MOLLE DIAGONALI DEI SOLAI
set diag 7
solaio $diag $F1pm $F2pm $F3pm $F4pm $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm $F1nm $F2nm $F3nm $F4nm
$d1nm $d2nm $d3nm $d4nm $rdispP $rdispN $rForceP $rForceN $uForceP $uForceN

#-----
# Definizione dei nodi del modello
#-----

# solaio (z = 3003 mm) - i nodi commentati sono sovrapposti con la muratura
#node 1 0.0 0.0 3003.0 corrisp. a nodo 106
node 2 0.0 750.0 3003.0
#node 3 0.0 1500.0 3003.0 corrisp. a nodo 115
node 4 0.0 2250.0 3003.0
#node 5 0.0 3000.0 3003.0 corrisp. a nodo 124
node 6 0.0 3750.0 3003.0
#node 7 0.0 4500.0 3003.0 corrisp. a nodo 131
node 8 2000.0 0.0 3003.0
node 9 2000.0 750.0 3003.0
node 10 2000.0 1500.0 3003.0
node 11 2000.0 2250.0 3003.0
node 12 2000.0 3000.0 3003.0
node 13 2000.0 3750.0 3003.0
node 14 2000.0 4500.0 3003.0
node 15 4000.0 0.0 3003.0
node 16 4000.0 750.0 3003.0
node 17 4000.0 1500.0 3003.0
node 18 4000.0 2250.0 3003.0
node 19 4000.0 3000.0 3003.0
node 20 4000.0 3750.0 3003.0
node 21 4000.0 4500.0 3003.0
node 22 6000.0 0.0 3003.0
node 23 6000.0 750.0 3003.0
node 24 6000.0 1500.0 3003.0
node 25 6000.0 2250.0 3003.0
node 26 6000.0 3000.0 3003.0
node 27 6000.0 3750.0 3003.0
node 28 6000.0 4500.0 3003.0
#node 29 8000.0 0.0 3003.0 corrisp. a nodo 206
node 30 8000.0 750.0 3003.0
#node 31 8000.0 1500.0 3003.0 corrisp. a nodo 215
node 32 8000.0 2250.0 3003.0
#node 33 8000.0 3000.0 3003.0 corrisp. a nodo 224
node 34 8000.0 3750.0 3003.0
#node 35 8000.0 4500.0 3003.0 corrisp. a nodo 231

# portale sinistro (x = 0 mm)
node 100 0.0 0.0 0.0
node 101 0.0 0.0 1.0
node 102 0.0 0.0 1001.0
node 103 0.0 0.0 1002.0
node 104 0.0 0.0 2002.0
node 105 0.0 0.0 2003.0
node 106 0.0 0.0 3003.0
node 107 0.0 1499.0 0.0
node 108 0.0 1499.0 1.0
node 109 0.0 1499.0 1001.0
node 110 0.0 1499.0 1002.0
node 111 0.0 1499.0 2002.0
node 112 0.0 1499.0 2003.0
node 113 0.0 1499.0 3003.0
node 114 0.0 1500.0 2003.0
node 115 0.0 1500.0 3003.0
node 116 0.0 2999.0 2003.0
node 117 0.0 2999.0 3003.0

```

B.3. Caso B320TB

```

node 118 0.0 3000.0 0.0
node 119 0.0 3000.0 1.0
node 120 0.0 3000.0 1001.0
node 121 0.0 3000.0 1002.0
node 122 0.0 3000.0 2002.0
node 123 0.0 3000.0 2003.0
node 124 0.0 3000.0 3003.0
node 125 0.0 4500.0 0.0
node 126 0.0 4500.0 1.0
node 127 0.0 4500.0 1001.0
node 128 0.0 4500.0 1002.0
node 129 0.0 4500.0 2002.0
node 130 0.0 4500.0 2003.0
node 131 0.0 4500.0 3003.0

```

portale destro (x = 5000 mm)

```

node 200 8000.0 0.0 0.0
node 201 8000.0 0.0 1.0
node 202 8000.0 0.0 1001.0
node 203 8000.0 0.0 1002.0
node 204 8000.0 0.0 2002.0
node 205 8000.0 0.0 2003.0
node 206 8000.0 0.0 3003.0
node 207 8000.0 1499.0 0.0
node 208 8000.0 1499.0 1.0
node 209 8000.0 1499.0 1001.0
node 210 8000.0 1499.0 1002.0
node 211 8000.0 1499.0 2002.0
node 212 8000.0 1499.0 2003.0
node 213 8000.0 1499.0 3003.0
node 214 8000.0 1500.0 2003.0
node 215 8000.0 1500.0 3003.0
node 216 8000.0 2999.0 2003.0
node 217 8000.0 2999.0 3003.0
node 218 8000.0 3000.0 0.0
node 219 8000.0 3000.0 1.0
node 220 8000.0 3000.0 1001.0
node 221 8000.0 3000.0 1002.0
node 222 8000.0 3000.0 2002.0
node 223 8000.0 3000.0 2003.0
node 224 8000.0 3000.0 3003.0
node 225 8000.0 4500.0 0.0
node 226 8000.0 4500.0 1.0
node 227 8000.0 4500.0 1001.0
node 228 8000.0 4500.0 1002.0
node 229 8000.0 4500.0 2002.0
node 230 8000.0 4500.0 2003.0
node 231 8000.0 4500.0 3003.0

```

#-----

Definizione delle masse sismiche

#-----

set g 9806.0; #accelerazione gravità (mm/s²)

#masse nodi centrali solaio

set m1 [expr (\$gk1 + \$qk1*0.3)*1000.0*\$as/1000.0*\$bs/1000.0/\$g]

#masse nodi laterali solaio non poggianti sulle pareti (y = 0; y = 4500)

\$(comprendono anche peso di striscia di parete fuori piano secondo a. influenza)

set m2 [expr \$m1/2.0 + \$w*1000.0*\$a/1000.0*\$h/1000.0*\$t/1000.0/2.0/\$g/4.0]

#masse nodi laterali solaio poggianti sulle pareti (x = 0; x = 5000):

#peso portale (diviso per 7 nodi e per 2 perché metà muro) + peso solaio afferente

set m3 [expr \$m1/2.0 + \$w*1000.0*(\$t/1000.0*\$l/1000.0*\$h/1000.0 +
\$t/1000.0*\$ls/1000.0*\$hs/1000.0)/\$g/6.0]

#masse nodi d'angolo

set m4 [expr \$m1/4.0 + \$w*1000.0*(\$t/1000.0*\$l/1000.0*\$h/1000.0 +
\$t/1000.0*\$ls/1000.0*\$hs/1000.0)/\$g/6.0/2.0 +

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

\$w*1000.0*\$a/1000.0*\$h/1000.0*\$t/1000.0/2.0/\$g/4.0/2.0]

```

mass 106 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 2 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 115 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 4 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 124 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 6 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 131 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 8 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 9 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 10 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 11 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 12 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 13 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 14 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 15 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 16 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 17 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 18 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 19 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 20 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 21 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 22 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 23 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 24 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 25 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 26 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 27 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 28 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 206 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 30 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 215 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 32 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 224 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 34 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 231 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0

```

```

#-----
# Definizione degli elementi
#-----

```

```

# solaio
element truss 1 106 2 1.0 $truss
element truss 2 2 115 1.0 $truss
element truss 3 115 4 1.0 $truss
element truss 4 4 124 1.0 $truss
element truss 5 124 6 1.0 $truss
element truss 6 6 131 1.0 $truss
element truss 7 8 9 1.0 $truss
element truss 8 9 10 1.0 $truss
element truss 9 10 11 1.0 $truss
element truss 10 11 12 1.0 $truss
element truss 11 12 13 1.0 $truss
element truss 12 13 14 1.0 $truss
element truss 13 15 16 1.0 $truss
element truss 14 16 17 1.0 $truss
element truss 15 17 18 1.0 $truss
element truss 16 18 19 1.0 $truss
element truss 17 19 20 1.0 $truss
element truss 18 20 21 1.0 $truss
element truss 19 22 23 1.0 $truss
element truss 20 23 24 1.0 $truss
element truss 21 24 25 1.0 $truss
element truss 22 25 26 1.0 $truss
element truss 23 26 27 1.0 $truss
element truss 24 27 28 1.0 $truss
element truss 25 206 30 1.0 $truss
element truss 26 30 215 1.0 $truss
element truss 27 215 32 1.0 $truss

```

B.3. Caso B320TB

element truss	28	32	224	1.0	\$truss
element truss	29	224	34	1.0	\$truss
element truss	30	34	231	1.0	\$truss
element truss	31	106	8	1.0	\$truss
element truss	32	8	15	1.0	\$truss
element truss	33	15	22	1.0	\$truss
element truss	34	22	206	1.0	\$truss
element truss	35	2	9	1.0	\$truss
element truss	36	9	16	1.0	\$truss
element truss	37	16	23	1.0	\$truss
element truss	38	23	30	1.0	\$truss
element truss	39	115	10	1.0	\$truss
element truss	40	10	17	1.0	\$truss
element truss	41	17	24	1.0	\$truss
element truss	42	24	215	1.0	\$truss
element truss	43	4	11	1.0	\$truss
element truss	44	11	18	1.0	\$truss
element truss	45	18	25	1.0	\$truss
element truss	46	25	32	1.0	\$truss
element truss	47	124	12	1.0	\$truss
element truss	48	12	19	1.0	\$truss
element truss	49	19	26	1.0	\$truss
element truss	50	26	224	1.0	\$truss
element truss	51	6	13	1.0	\$truss
element truss	52	13	20	1.0	\$truss
element truss	53	20	27	1.0	\$truss
element truss	54	27	34	1.0	\$truss
element truss	55	131	14	1.0	\$truss
element truss	56	14	21	1.0	\$truss
element truss	57	21	28	1.0	\$truss
element truss	58	28	231	1.0	\$truss
element truss	59	106	9	1.0	\$diag
element truss	60	2	10	1.0	\$diag
element truss	61	115	11	1.0	\$diag
element truss	62	4	12	1.0	\$diag
element truss	63	124	13	1.0	\$diag
element truss	64	6	14	1.0	\$diag
element truss	65	8	16	1.0	\$diag
element truss	66	9	17	1.0	\$diag
element truss	67	10	18	1.0	\$diag
element truss	68	11	19	1.0	\$diag
element truss	69	12	20	1.0	\$diag
element truss	70	13	21	1.0	\$diag
element truss	71	16	22	1.0	\$diag
element truss	72	17	23	1.0	\$diag
element truss	73	18	24	1.0	\$diag
element truss	74	19	25	1.0	\$diag
element truss	75	20	26	1.0	\$diag
element truss	76	21	27	1.0	\$diag
element truss	77	23	206	1.0	\$diag
element truss	78	24	30	1.0	\$diag
element truss	79	25	215	1.0	\$diag
element truss	80	26	32	1.0	\$diag
element truss	81	27	224	1.0	\$diag
element truss	82	28	34	1.0	\$diag
# portale sinistro					
element truss	100	101	102	1.0	\$truss
element truss	101	102	109	1.0	\$truss
element truss	102	109	108	1.0	\$truss
element truss	103	108	101	1.0	\$truss
element truss	104	103	104	1.0	\$truss
element truss	105	104	111	1.0	\$truss
element truss	106	111	110	1.0	\$truss
element truss	107	110	103	1.0	\$truss
element truss	108	105	106	1.0	\$truss
element truss	109	106	113	1.0	\$truss
element truss	110	113	112	1.0	\$truss
element truss	111	112	105	1.0	\$truss
element truss	112	114	115	1.0	\$truss

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

element truss	113	115	117	1.0	\$truss
element truss	114	117	116	1.0	\$truss
element truss	115	116	114	1.0	\$truss
element truss	116	119	120	1.0	\$truss
element truss	117	120	127	1.0	\$truss
element truss	118	127	126	1.0	\$truss
element truss	119	126	119	1.0	\$truss
element truss	120	121	122	1.0	\$truss
element truss	121	122	129	1.0	\$truss
element truss	122	129	128	1.0	\$truss
element truss	123	128	121	1.0	\$truss
element truss	124	123	124	1.0	\$truss
element truss	125	124	131	1.0	\$truss
element truss	126	131	130	1.0	\$truss
element truss	127	130	123	1.0	\$truss
element truss	128	100	101	1.0	\$mollavert
element truss	129	102	103	1.0	\$mollavert
element truss	130	104	105	1.0	\$mollavert
element truss	131	107	108	1.0	\$mollavert
element truss	132	109	110	1.0	\$mollavert
element truss	133	111	112	1.0	\$mollavert
element truss	134	118	119	1.0	\$mollavert
element truss	135	120	121	1.0	\$mollavert
element truss	136	122	123	1.0	\$mollavert
element truss	137	125	126	1.0	\$mollavert
element truss	138	127	128	1.0	\$mollavert
element truss	139	129	130	1.0	\$mollavert
element truss	140	101	109	1.0	\$molladiag
element truss	141	102	108	1.0	\$molladiag
element truss	142	103	111	1.0	\$molladiag
element truss	143	104	110	1.0	\$molladiag
element truss	144	105	113	1.0	\$molladiag
element truss	145	106	112	1.0	\$molladiag
element truss	146	119	127	1.0	\$molladiag
element truss	147	120	126	1.0	\$molladiag
element truss	148	121	129	1.0	\$molladiag
element truss	149	122	128	1.0	\$molladiag
element truss	150	123	131	1.0	\$molladiag
element truss	151	124	130	1.0	\$molladiag
element truss	152	100	108	1.0	\$mollaoriz
element truss	153	101	107	1.0	\$mollaoriz
element truss	154	103	109	1.0	\$mollaoriz
element truss	155	102	110	1.0	\$mollaoriz
element truss	156	105	111	1.0	\$mollaoriz
element truss	157	104	112	1.0	\$mollaoriz
element truss	158	118	126	1.0	\$mollaoriz
element truss	159	119	125	1.0	\$mollaoriz
element truss	160	121	127	1.0	\$mollaoriz
element truss	161	120	128	1.0	\$mollaoriz
element truss	162	123	129	1.0	\$mollaoriz
element truss	163	122	130	1.0	\$mollaoriz
element truss	164	114	117	1.0	\$molladiagf
element truss	165	115	116	1.0	\$molladiagf
element truss	166	113	115	1.0	\$mollaorizf
element truss	167	112	114	1.0	\$mollaorizf
element truss	168	116	123	1.0	\$mollaorizf
element truss	169	117	124	1.0	\$mollaorizf
element truss	170	112	115	1.0	\$mollavertf
element truss	171	113	114	1.0	\$mollavertf
element truss	172	116	124	1.0	\$mollavertf
element truss	173	117	123	1.0	\$mollavertf
# portale destro					
element truss	200	201	202	1.0	\$truss
element truss	201	202	209	1.0	\$truss
element truss	202	209	208	1.0	\$truss
element truss	203	208	201	1.0	\$truss
element truss	204	203	204	1.0	\$truss
element truss	205	204	211	1.0	\$truss
element truss	206	211	210	1.0	\$truss

B.3. Caso B320TB

element truss	207	210	203	1.0	\$truss
element truss	208	205	206	1.0	\$truss
element truss	209	206	213	1.0	\$truss
element truss	210	213	212	1.0	\$truss
element truss	211	212	205	1.0	\$truss
element truss	212	214	215	1.0	\$truss
element truss	213	215	217	1.0	\$truss
element truss	214	217	216	1.0	\$truss
element truss	215	216	214	1.0	\$truss
element truss	216	219	220	1.0	\$truss
element truss	217	220	227	1.0	\$truss
element truss	218	227	226	1.0	\$truss
element truss	219	226	219	1.0	\$truss
element truss	220	221	222	1.0	\$truss
element truss	221	222	229	1.0	\$truss
element truss	222	229	228	1.0	\$truss
element truss	223	228	221	1.0	\$truss
element truss	224	223	224	1.0	\$truss
element truss	225	224	231	1.0	\$truss
element truss	226	231	230	1.0	\$truss
element truss	227	230	223	1.0	\$truss
element truss	228	200	201	1.0	\$mollavert
element truss	229	202	203	1.0	\$mollavert
element truss	230	204	205	1.0	\$mollavert
element truss	231	207	208	1.0	\$mollavert
element truss	232	209	210	1.0	\$mollavert
element truss	233	211	212	1.0	\$mollavert
element truss	234	218	219	1.0	\$mollavert
element truss	235	220	221	1.0	\$mollavert
element truss	236	222	223	1.0	\$mollavert
element truss	237	225	226	1.0	\$mollavert
element truss	238	227	228	1.0	\$mollavert
element truss	239	229	230	1.0	\$mollavert
element truss	240	201	209	1.0	\$molladiag
element truss	241	202	208	1.0	\$molladiag
element truss	242	203	211	1.0	\$molladiag
element truss	243	204	210	1.0	\$molladiag
element truss	244	205	213	1.0	\$molladiag
element truss	245	206	212	1.0	\$molladiag
element truss	246	219	227	1.0	\$molladiag
element truss	247	220	226	1.0	\$molladiag
element truss	248	221	229	1.0	\$molladiag
element truss	249	222	228	1.0	\$molladiag
element truss	250	223	231	1.0	\$molladiag
element truss	251	224	230	1.0	\$molladiag
element truss	252	200	208	1.0	\$mollaoriz
element truss	253	201	207	1.0	\$mollaoriz
element truss	254	203	209	1.0	\$mollaoriz
element truss	255	202	210	1.0	\$mollaoriz
element truss	256	205	211	1.0	\$mollaoriz
element truss	257	204	212	1.0	\$mollaoriz
element truss	258	218	226	1.0	\$mollaoriz
element truss	259	219	225	1.0	\$mollaoriz
element truss	260	221	227	1.0	\$mollaoriz
element truss	261	220	228	1.0	\$mollaoriz
element truss	262	223	229	1.0	\$mollaoriz
element truss	263	222	230	1.0	\$mollaoriz
element truss	264	214	217	1.0	\$molladiagf
element truss	265	215	216	1.0	\$molladiagf
element truss	266	213	215	1.0	\$mollaorizf
element truss	267	212	214	1.0	\$mollaorizf
element truss	268	216	223	1.0	\$mollaorizf
element truss	269	217	224	1.0	\$mollaorizf
element truss	270	212	215	1.0	\$mollavertf
element truss	271	213	214	1.0	\$mollavertf
element truss	272	216	224	1.0	\$mollavertf
element truss	273	217	223	1.0	\$mollavertf

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

#-----
# Definizione degli elementi beam per il fuori piano
#-----

# nodi lungo y = 0 mm
node 1000 2000.0 0.0 0.0
node 1001 4000.0 0.0 0.0
node 1002 6000.0 0.0 0.0
node 1003 2000.0 0.0 1002.0
node 1004 4000.0 0.0 1002.0
node 1005 6000.0 0.0 1002.0
node 1006 2000.0 0.0 2003.0
node 1007 4000.0 0.0 2003.0
node 1008 6000.0 0.0 2003.0
node 1009 2000.0 0.0 1001.0
node 1010 4000.0 0.0 1001.0
node 1011 6000.0 0.0 1001.0
node 1012 2000.0 0.0 2002.0
node 1013 4000.0 0.0 2002.0
node 1014 6000.0 0.0 2002.0
node 1015 2000.0 0.0 1.0
node 1016 4000.0 0.0 1.0
node 1017 6000.0 0.0 1.0

# nodi lungo y = 4500 mm
node 2000 2000.0 4500.0 0.0
node 2001 4000.0 4500.0 0.0
node 2002 6000.0 4500.0 0.0
node 2003 2000.0 4500.0 1002.0
node 2004 4000.0 4500.0 1002.0
node 2005 6000.0 4500.0 1002.0
node 2006 2000.0 4500.0 2003.0
node 2007 4000.0 4500.0 2003.0
node 2008 6000.0 4500.0 2003.0
node 2009 2000.0 4500.0 1001.0
node 2010 4000.0 4500.0 1001.0
node 2011 6000.0 4500.0 1001.0
node 2012 2000.0 4500.0 2002.0
node 2013 4000.0 4500.0 2002.0
node 2014 6000.0 4500.0 2002.0
node 2015 2000.0 4500.0 1.0
node 2016 4000.0 4500.0 1.0
node 2017 6000.0 4500.0 1.0

# cambio coordinate da sistema locale a globale
set transfTag1 1 geomTransf Linear $transfTag1 0 1 0
set transfTag2 2 geomTransf Linear $transfTag2 0 0 1

# calcolo dei momenti d'inerzia fuori piano:
set I1 [expr $as*$t*$t*$t/12.0]; # J beam vert. secondo a. influenza
set I2 [expr $hs*$t*$t*$t/12.0/2.0]; # J beam oriz. secondo a. influenza

# il modulo elastico viene ridotto per tener conto di degrado/fessurazione

# sequenza da usare:
# element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $Iy $Iz $transfTag

# beam lungo y = 0 mm
element elasticBeamColumn 301 1000 1015 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 332 1015 1009 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 318 1009 1003 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 302 1003 1012 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 319 1012 1006 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 303 1006 8 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1

```


B.3. Caso B320TB

```

element elasticBeamColumn 304 1001 1016 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 333 1016 1010 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 320 1010 1004 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 305 1004 1013 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 321 1013 1007 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 306 1007 15 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 307 1002 1017 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 334 1017 1011 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 322 1011 1005 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 308 1005 1014 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 323 1014 1008 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 309 1008 22 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 310 103 1003 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 311 1003 1004 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 312 1004 1005 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 313 1005 203 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 314 105 1006 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 315 1006 1007 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 316 1007 1008 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 317 1008 205 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 324 102 1009 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 325 1009 1010 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 326 1010 1011 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 327 1011 202 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 328 104 1012 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 329 1012 1013 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 330 1013 1014 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 331 1014 204 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 335 101 1015 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 336 1015 1016 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 337 1016 1017 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
element elasticBeamColumn 338 1017 201 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2

# beam lungo y = 4500 mm
element elasticBeamColumn 401 2000 2015 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1
element elasticBeamColumn 432 2015 2009 1.0 [expr $Em/2.3] 1.0 1.0 $I1 1.0
$transfTag1

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

element elasticBeamColumn	418	2009	2003	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	402	2003	2012	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	419	2012	2006	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	403	2006	14	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	404	2001	2016	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	433	2016	2010	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	420	2010	2004	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	405	2004	2013	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	421	2013	2007	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	406	2007	21	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	407	2002	2017	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	434	2017	2011	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	422	2011	2005	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	408	2005	2014	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	423	2014	2008	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	409	2008	28	1.0	[expr \$Em/2.3]	1.0	1.0	\$I1	1.0
\$transfTag1									
element elasticBeamColumn	410	128	2003	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	411	2003	2004	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	412	2004	2005	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	413	2005	228	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	414	130	2006	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	415	2006	2007	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	416	2007	2008	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	417	2008	230	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	424	127	2009	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	425	2009	2010	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	426	2010	2011	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	427	2011	227	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	428	129	2012	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	429	2012	2013	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	430	2013	2014	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	431	2014	229	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	435	126	2015	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	436	2015	2016	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									
element elasticBeamColumn	437	2016	2017	1.0	[expr \$Em/20.0]	1.0	1.0	1.0	\$I2
\$transfTag2									

B.3. Caso B320TB

```
element elasticBeamColumn 438 2017 226 1.0 [expr $Em/20.0] 1.0 1.0 1.0 $I2
$transfTag2
```

```
#-----
# Definizione dei nodi vincolati
#-----
```

```
# nodi dei beam per fuori piano (cerniere cilindriche)
```

```
fix 1000 1 1 1 0 1 1
fix 1001 1 1 1 0 1 1
fix 1002 1 1 1 0 1 1
fix 2000 1 1 1 0 1 1
fix 2001 1 1 1 0 1 1
fix 2002 1 1 1 0 1 1
```

```
# portale sinistro (incastri + carrelli fuori piano)
```

```
fix 100 1 1 1 1 1 1
fix 107 1 1 1 1 1 1
fix 118 1 1 1 1 1 1
fix 125 1 1 1 1 1 1
fix 101 1 0 0 1 1 1
fix 102 1 0 0 1 1 1
fix 103 1 0 0 1 1 1
fix 104 1 0 0 1 1 1
fix 105 1 0 0 1 1 1
fix 106 1 0 0 1 1 1
fix 108 1 0 0 1 1 1
fix 109 1 0 0 1 1 1
fix 110 1 0 0 1 1 1
fix 111 1 0 0 1 1 1
fix 112 1 0 0 1 1 1
fix 113 1 0 0 1 1 1
fix 114 1 0 0 1 1 1
fix 115 1 0 0 1 1 1
fix 116 1 0 0 1 1 1
fix 117 1 0 0 1 1 1
fix 119 1 0 0 1 1 1
fix 120 1 0 0 1 1 1
fix 121 1 0 0 1 1 1
fix 122 1 0 0 1 1 1
fix 123 1 0 0 1 1 1
fix 124 1 0 0 1 1 1
fix 126 1 0 0 1 1 1
fix 127 1 0 0 1 1 1
fix 128 1 0 0 1 1 1
fix 129 1 0 0 1 1 1
fix 130 1 0 0 1 1 1
fix 131 1 0 0 1 1 1
```

```
# portale destro (incastri + carrelli fuori piano)
```

```
fix 200 1 1 1 1 1 1
fix 207 1 1 1 1 1 1
fix 218 1 1 1 1 1 1
fix 225 1 1 1 1 1 1
fix 201 1 0 0 1 1 1
fix 202 1 0 0 1 1 1
fix 203 1 0 0 1 1 1
fix 204 1 0 0 1 1 1
fix 205 1 0 0 1 1 1
fix 206 1 0 0 1 1 1
fix 208 1 0 0 1 1 1
fix 209 1 0 0 1 1 1
fix 210 1 0 0 1 1 1
fix 211 1 0 0 1 1 1
fix 212 1 0 0 1 1 1
fix 213 1 0 0 1 1 1
fix 214 1 0 0 1 1 1
fix 215 1 0 0 1 1 1
fix 216 1 0 0 1 1 1
fix 217 1 0 0 1 1 1
```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

fix 219 1 0 0 1 1 1
fix 220 1 0 0 1 1 1
fix 221 1 0 0 1 1 1
fix 222 1 0 0 1 1 1
fix 223 1 0 0 1 1 1
fix 224 1 0 0 1 1 1
fix 226 1 0 0 1 1 1
fix 227 1 0 0 1 1 1
fix 228 1 0 0 1 1 1
fix 229 1 0 0 1 1 1
fix 230 1 0 0 1 1 1
fix 231 1 0 0 1 1 1

```

```

# solaio (carrelli fuori piano)
fix 2 1 0 1 1 1 1
fix 4 1 0 1 1 1 1
fix 6 1 0 1 1 1 1
fix 8 0 0 1 1 1 1
fix 9 0 0 1 1 1 1
fix 10 0 0 1 1 1 1
fix 11 0 0 1 1 1 1
fix 12 0 0 1 1 1 1
fix 13 0 0 1 1 1 1
fix 14 0 0 1 1 1 1
fix 15 0 0 1 1 1 1
fix 16 0 0 1 1 1 1
fix 17 0 0 1 1 1 1
fix 18 0 0 1 1 1 1
fix 19 0 0 1 1 1 1
fix 20 0 0 1 1 1 1
fix 21 0 0 1 1 1 1
fix 22 0 0 1 1 1 1
fix 23 0 0 1 1 1 1
fix 24 0 0 1 1 1 1
fix 25 0 0 1 1 1 1
fix 26 0 0 1 1 1 1
fix 27 0 0 1 1 1 1
fix 28 0 0 1 1 1 1
fix 30 1 0 1 1 1 1
fix 32 1 0 1 1 1 1
fix 34 1 0 1 1 1 1

```

```

#-----
# Definizione dei carichi
#-----

pattern Plain 1 Linear { # Carichi verticali applicati ai portali
load 106 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 115 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 124 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 131 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 206 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 215 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 224 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 231 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;

# Carichi orizzontali dovuti ai tiranti
load 105 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 106 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 130 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 131 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 205 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 206 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 230 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 231 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

#-----
# Output dei dati
#-----

```

```

recorder Node -file Risultati/disp_port1.txt -node 106 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_port2.txt -node 206 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_sol.txt -node 21 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_fp_1004.txt -node 1004 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_fp_1007.txt -node 1007 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_fp_2004.txt -node 2004 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_fp_2007.txt -node 2007 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/react_port1.txt -node 100 107 118 125 -dof 2 reaction;
recorder Node -file Risultati/react_port2.txt -node 200 207 218 225 -dof 2 reaction;
recorder Element -file Risultati/axial_sol.txt -ele 70 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_vertbase.txt -node 108 -dof 3 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_vertbase.txt -ele 131 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_orizbase.txt -node 101 -dof 2 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_orizbase.txt -ele 153 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_diagbase.txt -node 102 -dof 2 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_diagbase.txt -ele 141 axialForce;

#-----
# ANALISI
#-----
puts      "SOLVING..."
set      startTime [clock clicks -milliseconds]
# Gravity-analysis parameters set Tol 1.0e-5 ;
set Niter 1000 ;          # numero massimo di iterazioni Newton
constraints Transformation;      # how it handles boundary conditions
numberer RCM;              # renumber dof's to minimize band-width
system BandGeneral;        # how to store and solve the system of equations
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ; # determine if convergence has been achieved
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ;      # updates tangent stiffness at every iteration
set NstepGravity 10;          # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity;      # determine the next time step for an analysis
analysis Static;              # define type of analysis static or transient
analyze $NstepGravity;        # apply gravity

#TIME HISTORY
loadConst -time 0.0; # hold gravity constant and restart time
set Tol 1.0e-6;      # convergence tolerance for test
set Niter 10000;     # numero massimo di iterazioni Newton
wipeAnalysis;       # clear previously-define analysis parameters
constraints Plain;  # how it handles boundary conditions
numberer Plain;     # renumber dof's to minimize band-width (optimization)
system BandGeneral; # how to store and solve the system of equations
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;
#test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
#test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm KrylovNewton;
integrator Newmark 0.5 0.25

# define damping

set xDamp 0.02;          # 2% damping ratio
set lambda1 [eigen 1];  # eigenvalue mode 1
set omega1 [expr pow($lambda1,0.5)];
set offset 4;          # due Hz più del 1' modo
set omega2 [expr ($omega1/6.28+$offset)*6.28] ;
puts "1a frequenza =[expr $omega1/6.28]"; # plotta la prima frequenza
puts "2a frequenza =[expr $omega2/6.28]"; # plotta la seconda frequenza

set alphaM [expr ($omega1*$omega2*2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

set betaKcurr 0.0;      # K-proportional damping +betaKcurr*KCurrent

set betaKcomm [expr (2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

puts "alphaM = $alphaM"
puts "betaKcomm = $betaKcomm"

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
set betaKinit 0.0; # initial-stiffness proportional damping + betaKinit*Kini

# define damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm; # RAYLEIGH damping

analysis Transient
set Accely "Series -dt 0.01 -filePath sisma3.th -factor 1.54";
pattern UniformExcitation 4000 2 -accel $Accely;
set DtAnalysis 0.001
set TmaxAnalysis 25
set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
analyze $Nsteps $DtAnalysis
puts "Analisi completata"
set finishTime [clock clicks -milliseconds];
set timeSeconds [expr ($finishTime-$startTime)/1000];
set timeMinutes [expr ($timeSeconds/60)];
set timeHours [expr ($timeSeconds/3600)];
set timeMinutes [expr ($timeMinutes - $timeHours*60)];
set timeSeconds [expr ($timeSeconds - $timeMinutes*60 - $timeHours*3600)];
puts "\n-----";
puts "TOTAL TIME TAKEN $timeHours:$timeMinutes:$timeSeconds";

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE #
#####

proc solaio {matID F1pm F2pm F3pm F4pm d1pm d2pm d3pm d4pm F1nm F2nm F3nm
F4nm d1nm d2nm d3nm d4nm rdispP rdispN rForceP rForceN uForceP uForceN} {

# Positive/Negative envelope Stress/Load
# stress1 stress2 stress3 stress4
set pEnvelopeStress [list [expr $F1pm*1000.0] [expr $F2pm*1000.0]
[expr $F3pm*1000.0] [expr $F4pm*1000.0]]
set nEnvelopeStress [list [expr $F1nm*1000.0] [expr $F2nm*1000.0]
[expr $F3nm*1000.0] [expr $F4nm*1000.0]]

# Positive/Negative envelope Strain/Deformation
# strain1 strain2 strain3 strain4
set pEnvelopeStrain [list $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm]
set nEnvelopeStrain [list $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm]

# Ratio of maximum deformation at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rDisp [list $rdispP $rdispN]

# Ratio of envelope force at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rForce [list $rForceP $rForceN]

# Ratio of monotonic strength developed upon unloading
# Pos_env. Neg_env.
set uForce [list $uForceP $uForceN]

# Coefficients for Unloading Stiffness degradation
# gammaK1 gammaK2 gammaK3 gammaK4 gammaKLimit
set gammaK [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Reloading Stiffness degradation
# gammaD1 gammaD2 gammaD3 gammaD4 gammaDLimit
set gammaD [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Strength degradation
# gammaF1 gammaF2 gammaF3 gammaF4 gammaFLimit
set gammaF [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

set gammaE 10.0

# damage type (option: "energy", "cycle")
set dam "cycle"
```

```
# add the material to domain
uniaxialMaterial Pinching4 $matID [lindex $pEnvelopeStress 0]
[lindex $pEnvelopeStrain 0] [lindex $pEnvelopeStress 1]
[lindex $pEnvelopeStrain 1] [lindex $pEnvelopeStress 2]
[lindex $pEnvelopeStrain 2] [lindex $pEnvelopeStress 3]
[lindex $pEnvelopeStrain 3] [lindex $nEnvelopeStress 0]
[lindex $nEnvelopeStrain 0] [lindex $nEnvelopeStress 1]
[lindex $nEnvelopeStrain 1] [lindex $nEnvelopeStress 2]
[lindex $nEnvelopeStrain 2] [lindex $nEnvelopeStress 3]
[lindex $nEnvelopeStrain 3] [lindex $rDisp 0] [lindex $rForce 0]
[lindex $uForce 0] [lindex $rDisp 1] [lindex $rForce 1]
[lindex $uForce 1] [lindex $gammaK 0] [lindex $gammaK 1]
[lindex $gammaK 2] [lindex $gammaK 3] [lindex $gammaK 4]
[lindex $gammaD 0] [lindex $gammaD 1] [lindex $gammaD 2]
[lindex $gammaD 3] [lindex $gammaD 4] [lindex $gammaF 0]
[lindex $gammaF 1] [lindex $gammaF 2] [lindex $gammaF 3]
[lindex $gammaF 4] $gammaE $dam

puts "diagonali_ok"
}
```

B.4 Caso C380NS

```
#####
# Description:  CASO C380NS                                     #
#####

wipe

#-----
# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
file mkdir Risultati;      #cartella file output

#-----
# richiamo le subroutine esterne

source solaio.tcl

#-----
# Definizione variabili del solaio
#-----

#carichi solaio

set gk1 2.58;                #peso proprio solaio (kN/m^2)
set qk1 2.0;                 #carico accidentale (kN/m^2)
# parametri geometrici
set a 5000.0;                #lato lungo del solaio (mm)
set b 4500.0;                #lato corto del solaio (mm)
set as 1250.0;               #lato lungo del sottopannello (mm)
set bs 750.0;                #lato corto del sottopannello (mm)
set n 12;                    #numero molle che scaricano sui bordi
set ds [expr sqrt($as*$as+$bs*$bs)]; #lunghezza diagonale sottopannello (mm)
set th [expr atan($as/$bs)];  #angolo molle rispetto alla forza

# parametri della prova sperimentale

# backbone curve
#ramo POSITIVO:
set d1p 3.0;                 #spostamento limite elastico (mm)
set d2p 150.0;               #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3p 208.0;               #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4p 220.0;               #spostamento a rottura (mm)
set F1p 35.0;                 #forza limite elastica (kN)
set F2p 190.0;               #1' forza limite plastica (kN)
set F3p 222.0;               #2' forza limite plastica (kN)
set F4p 42.0;                 #forza a rottura (kN)
```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
#ramo NEGATIVO:
set d1n -1.0; #spostamento limite elastico (mm)
set d2n -130.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3n -208.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4n -220.0; #spostamento a rottura (mm)
set F1n -10.0; #forza limite elastica (kN)
set F2n -140.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3n -180.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4n -25.0; #forza a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set d1pin 70.0; #rdispP*dmax
set d2pin 140.0; #dmax
set d3pin 128.0; #*
set d4pin -70.0; #rdispN*dmin
set d5pin -140.0; #dmin
set d6pin -126.0; #*
set F1pin 60.0; #rForceP*f(dmax)
set F2pin 180.0; #f(dmax)
set F3pin 37.0; #uForceN*eNf3
set F4pin -30.0; #rForceN*f(dmin)
set F5pin -145.0; #f(dmin)
set F6pin -10.0; #uForceP*ePf3

#fattore di scala (rapporto tra dimensione numerica e sperimentale)
set fs 1.125;
#numero di file di sottopannelli in cui è diviso metà lato lungo
set nf 2

# parametri assegnati alla singola molla

# backbone curve

#ramo POSITIVO
set d1pm [expr $d1p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2pm [expr $d2p*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3pm [expr $d3p*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4pm [expr $d4p*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1pm [expr $F1p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2pm [expr $F2p*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3pm [expr $F3p*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4pm [expr $F4p*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO
set d1nm [expr $d1n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2nm [expr $d2n*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3nm [expr $d3n*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4nm [expr $d4n*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1nm [expr $F1n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2nm [expr $F2n*$fs/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3nm [expr $F3n*$fs/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4nm [expr $F4n*$fs/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set rdispP [expr $d1pin/$d2pin]
set rdispN [expr $d4pin/$d5pin]
set rForceP [expr $F1pin/$F2pin]
set rForceN [expr $F4pin/$F5pin]
set uForceP [expr $F6pin/(-$F3n)]
set uForceN [expr $F3pin/(-$F3p)]

#-----
# Definizione dei parametri della muratura
#-----

# parametri geometrici del singolo maschio murario
set t 380.0; #spessore del pannello in mm
set l 1500.0; #larghezza del pannello in mm
set h 3000.0; #altezza del pannello in mm
set v 1; #vincolo in sommità (1=libero, 2=incastro)
```


B.4. Caso C380NS

```

set ts 380.0;           #spessore del sottopannello in mm
set ls 1500.0;         #larghezza del sottopannello in mm
set hs 1000.0;        #altezza del sottopannello in mm

#proprietà meccaniche (da prove sperimentali)
set fu -7.92;          #resistenza ultima a compressione della muratura in MPa
set ft 0.2;           #resistenza ultima a trazione della muratura in MPa
set Em 2910.0;        #modulo elastico della muratura in MPa
set t0 0.1;          #resistenza media a taglio a compressione nulla in MPa
set G 875.0;         #modulo a taglio della muratura in MPa
set c 0.2;           #coesione della muratura in MPa
set f 0.5;           #angolo d'attrito della muratura in radianti
set gu 0.00535;      #scorrimento angolare a rottura
set w 24.0;          #peso specifico della muratura in kN/m^3

#peso della porzione di solaio afferente in kN
set q [expr ($gk1 + 0.3*$qk1)*0.5*$b/1000.0];

#sforzo assiale sul singolo maschio murario in kN
set N [expr ($q + 4.0*$w*$t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
2.0*$w*$t/1000.0*$l/1000.0*$hs/1000.0)/4.0];

set T 150.0;          #sforzo generato dal singolo tirante (kN)

# -----

# MOLLE VERTICALI

# parametri iniziali

set nv 2;             #numero di molle verticali nel pannello
set Am [expr $t*$l/$nv]; #area afferente alla singola molla
set ecy [expr $fu/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento
set ecu [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set ety [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etu [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollavert 1
set Fpp [expr $ft*$Am]
set Upy [expr $ety/$v*$hs]
set Fppu [expr $ft*$Am + 100.0]
set Upu [expr $etu/$v*$hs]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr $etu/$v*$hs + 0.1]
set Fpc [expr $fu*$Am]
set Ucy [expr $ecy/$v*$hs]
set Fpcu [expr $fu*$Am - 100.0]
set Ucu [expr $ecu/$v*$hs]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr $ecu/$v*$hs - 0.1]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavert $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE DIAGONALI

# parametri iniziali

set nd 2;             #numero molle diagonali
if {$h<$l} {          #scelta del parametro b (Turnsek-Cacovic)
set b 1.0
} else {
if {$h>1.5*$l} {

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
set b 1.5 } else {set b [expr $h/$l]}
}
#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuf [expr $t0*$t*$l/1000.0*sqrt(1 + $N/($b*$t0*$t*$l/1000.0))]

#spostamento sommitale del sottopannello in mm
set dys [expr $vuf*1000.0*$hs/($G*$ls*$ts)]

#angolo della diagonale del sottopannello rispetto all'orizzontale
set theta [expr atan($hs/$ls)]

#lunghezza della diagonale del sottopannello in mm
set ldiag [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)]

#spostamento a rottura del sottopannello in mm
set d2s [expr $gu*$hs];

# legame costitutivo

set molladiag 2
set Fpp [expr $vuf*1000.0/($nd*cos($theta))]
set Upy [expr $dys*cos($theta)/ldiag]
set Fppu [expr $Fpp*0.9]
set Upu [expr $d2s*cos($theta)/ldiag]
set Fultp 1000.0
set Uultp [expr ($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/ldiag]
set Fpc [expr -($vuf*1000.0)/($nd*cos($theta))]
set Ucy [expr -($dys*cos($theta))/ldiag]
set Fpcu [expr $Fpc*0.9]
set Ucu [expr -($d2s*cos($theta))/ldiag]
set Fultc -1000.0
set Uultc [expr -($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/ldiag]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
set beta 0.9
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiag $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----

# MOLLE ORIZZONTALI

# parametri iniziali

set no 2; #numero molle orizzontali
set dmax [expr $gu*$h]; #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo per scorrimento secondo Mohr e Coulomb in kN
set vus [expr ($c*$l*$t/1000.0 + $N*$f)/$no];

#lunghezza molla orizzontale in mm
set loriz [expr sqrt($ls*$ls + 1.0)];

# legame costitutivo

set mollaoriz 3
set Fpp [expr $vus*1000.0]
set Upy [expr $dmax*0.1/$loriz]
set Fppu [expr $vus*1000.0 + 1.0]
set Upu [expr $dmax/$loriz]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr ($dmax+0.5)/$loriz]
set Fpc [expr -($vus*1000.0)]
set Ucy [expr -($dmax*0.1)/$loriz]
set Fpcu [expr -($vus*1000.0 + 1.0)]
set Ucu [expr -($dmax/$loriz)]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr -($dmax+0.5)/$loriz]
```

B.4. Caso C380NS

```
set    pinchX  0.0
set    pinchY  0.0
set    damage1 0.0
set    damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaoriz $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE VERTICALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set nvf 2; #numero molle verticali della fascia di piano
set dmaxf [expr $gu*$ls]; #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo a scorrimento (Mohr-Coulomb) in kN (decuplicato per ingranamento)
set vusf [expr 10.0*($c*$hs*$t/1000.0 + $T*$f)/$nvf];

#lunghezza molla verticale in mm
set lvf [expr sqrt($hs*$hs + 1.0)];

# legame costitutivo

set    mollavertf 4
set    Fpp [expr $vusf*1000.0]
set    Upy [expr $dmaxf*0.1/$lvf]
set    Fppu [expr $vusf*1000.0 + 1.0]
set    Upu [expr $dmaxf/$lvf]
set    Fultp 0.1
set    Uultp [expr ($dmaxf+0.5)/$lvf]
set    Fpc [expr -($vusf*1000.0)]
set    Ucy [expr -($dmaxf*0.1)/$lvf]
set    Fpcu [expr -($vusf*1000.0 + 1.0)]
set    Ucu [expr -($dmaxf/$lvf)]
set    Fultc -0.1
set    Uultc [expr -($dmaxf+0.5)/$lvf]
set    pinchX 0.0
set    pinchY 0.0
set    damage1 0.0
set    damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavertf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE DIAGONALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set ndf 2; #numero molle diagonali della fascia di piano

#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuff [expr $t0*$t*$hs/1000.0*sqrt(1 + $T/($b*$t0*$t*$hs/1000.0))];

#spostamento sommitale del sottopannello della fascia di piano in mm
set dysf [expr $vuff*1000.0*$ls/($G*$hs*$ts)];

#angolo della diagonale del sottopannello della fascia di piano rispetto all'orizzontale
set thf [expr atan($ls/$hs)];

#lunghezza della diagonale del sottopannello della fascia di piano in mm
set ldf [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)];

#spostamento a rottura del sottopannello della fascia di piano in mm
set d2sf [expr $gu*$ls];

# legame costitutivo

set    molladiagf 5
```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

set      Fpp          [expr $vuff*1000.0/($ndf*cos($thf))]
set      Upy          [expr $dysf*cos($thf)/$ldf]
set      Fppu        [expr $Fpp*0.9]
set      Upu          [expr $d2sf*cos($thf)/$ldf]
set      Fultp       1000.0
set      Uultp       [expr ($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set      Fpc         [expr -($vuff*1000.0)/($ndf*cos($thf))]
set      Ucy         [expr -($dysf*cos($thf))/$ldf]
set      Fpcu        [expr $Fpc*0.9]
set      Ucu         [expr -($d2sf*cos($thf))/$ldf]
set      Fultc       -1000.0
set      Uultc       [expr -($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set      pinchX      0.0
set      pinchY      0.0
set      damage1     0.0
set      damage2     0.0
set      beta        0.9
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiagf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----

# MOLLE ORIZZONTALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set nof 2;                #numero di molle orizzontali fascia di piano
set Amf [expr $t*$hs/$nof]; #area afferente alla singola molla
set ecyf [expr $fu/2.0/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento (con fu/2)
set ecuf [expr 3.0*$ecy];  #deformazione di compressione a rottura
set etyf [expr $ft/$Em];   #deformazione di trazione a snervamento
set etuf [expr 1.5*$ety];  #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollaorizf 6
set Fpp [expr $ft*$Amf]
set Upy [expr $etyf/$v*$ls]
set Fppu [expr $ft*$Amf + 100.0]
set Upu [expr $etuf/$v*$ls]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr $etuf/$v*$ls + 0.1]
set Fpc [expr $fu/2.0*$Amf]
set Ucy [expr $ecyf/$v*$ls]
set Fpcu [expr $fu/2.0*$Amf - 100.0]
set Ucu [expr $ecuf/$v*$ls]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr $ecuf/$v*$ls - 0.1]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaorizf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# TRUSS RIGIDI DEI MACRO-ELEMENTI

set truss 0
set E 6.0e12
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

# MOLLE DIAGONALI DEI SOLAI
set diag 7
solaio $diag $F1pm $F2pm $F3pm $F4pm $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm $F1nm $F2nm $F3nm $F4nm
$d1nm $d2nm $d3nm $d4nm $rdispP $rdispN $rForceP $rForceN $uForceP $uForceN

```

```

#-----
# Definizione dei nodi del modello
#-----

# solaio (z = 3003 mm) - i nodi commentati sono sovrapposti con la muratura
#node 1 0.0 0.0 3003.0 corrisp. a nodo 106
node 2 0.0 750.0 3003.0
#node 3 0.0 1500.0 3003.0 corrisp. a nodo 115
node 4 0.0 2250.0 3003.0
#node 5 0.0 3000.0 3003.0 corrisp. a nodo 124
node 6 0.0 3750.0 3003.0
#node 7 0.0 4500.0 3003.0 corrisp. a nodo 131
node 8 1250.0 0.0 3003.0
node 9 1250.0 750.0 3003.0
node 10 1250.0 1500.0 3003.0
node 11 1250.0 2250.0 3003.0
node 12 1250.0 3000.0 3003.0
node 13 1250.0 3750.0 3003.0
node 14 1250.0 4500.0 3003.0
node 15 2500.0 0.0 3003.0
node 16 2500.0 750.0 3003.0
node 17 2500.0 1500.0 3003.0
node 18 2500.0 2250.0 3003.0
node 19 2500.0 3000.0 3003.0
node 20 2500.0 3750.0 3003.0
node 21 2500.0 4500.0 3003.0
node 22 3750.0 0.0 3003.0
node 23 3750.0 750.0 3003.0
node 24 3750.0 1500.0 3003.0
node 25 3750.0 2250.0 3003.0
node 26 3750.0 3000.0 3003.0
node 27 3750.0 3750.0 3003.0
node 28 3750.0 4500.0 3003.0
#node 29 5000.0 0.0 3003.0 corrisp. a nodo 206
node 30 5000.0 750.0 3003.0
#node 31 5000.0 1500.0 3003.0 corrisp. a nodo 215
node 32 5000.0 2250.0 3003.0
#node 33 5000.0 3000.0 3003.0 corrisp. a nodo 224
node 34 5000.0 3750.0 3003.0
#node 35 5000.0 4500.0 3003.0 corrisp. a nodo 231

# portale sinistro (x = 0 mm)
node 100 0.0 0.0 0.0
node 101 0.0 0.0 1.0
node 102 0.0 0.0 1001.0
node 103 0.0 0.0 1002.0
node 104 0.0 0.0 2002.0
node 105 0.0 0.0 2003.0
node 106 0.0 0.0 3003.0
node 107 0.0 1499.0 0.0
node 108 0.0 1499.0 1.0
node 109 0.0 1499.0 1001.0
node 110 0.0 1499.0 1002.0
node 111 0.0 1499.0 2002.0
node 112 0.0 1499.0 2003.0
node 113 0.0 1499.0 3003.0
node 114 0.0 1500.0 2003.0
node 115 0.0 1500.0 3003.0
node 116 0.0 2999.0 2003.0
node 117 0.0 2999.0 3003.0
node 118 0.0 3000.0 0.0
node 119 0.0 3000.0 1.0
node 120 0.0 3000.0 1001.0
node 121 0.0 3000.0 1002.0
node 122 0.0 3000.0 2002.0
node 123 0.0 3000.0 2003.0
node 124 0.0 3000.0 3003.0
node 125 0.0 4500.0 0.0
node 126 0.0 4500.0 1.0

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
node 127 0.0 4500.0 1001.0
node 128 0.0 4500.0 1002.0
node 129 0.0 4500.0 2002.0
node 130 0.0 4500.0 2003.0
node 131 0.0 4500.0 3003.0
```

portale destro (x = 5000 mm)

```
node 200 5000.0 0.0 0.0
node 201 5000.0 0.0 1.0
node 202 5000.0 0.0 1001.0
node 203 5000.0 0.0 1002.0
node 204 5000.0 0.0 2002.0
node 205 5000.0 0.0 2003.0
node 206 5000.0 0.0 3003.0
node 207 5000.0 1499.0 0.0
node 208 5000.0 1499.0 1.0
node 209 5000.0 1499.0 1001.0
node 210 5000.0 1499.0 1002.0
node 211 5000.0 1499.0 2002.0
node 212 5000.0 1499.0 2003.0
node 213 5000.0 1499.0 3003.0
node 214 5000.0 1500.0 2003.0
node 215 5000.0 1500.0 3003.0
node 216 5000.0 2999.0 2003.0
node 217 5000.0 2999.0 3003.0
node 218 5000.0 3000.0 0.0
node 219 5000.0 3000.0 1.0
node 220 5000.0 3000.0 1001.0
node 221 5000.0 3000.0 1002.0
node 222 5000.0 3000.0 2002.0
node 223 5000.0 3000.0 2003.0
node 224 5000.0 3000.0 3003.0
node 225 5000.0 4500.0 0.0
node 226 5000.0 4500.0 1.0
node 227 5000.0 4500.0 1001.0
node 228 5000.0 4500.0 1002.0
node 229 5000.0 4500.0 2002.0
node 230 5000.0 4500.0 2003.0
node 231 5000.0 4500.0 3003.0
```

```
#-----
# Definizione delle masse sismiche
#-----
```

```
set g 9806.0; #accelerazione gravità (mm/s^2)
```

```
#masse nodi centrali solaio
```

```
set m1 [expr ($gk1 + $qk1*0.3)*1000.0*$as/1000.0*$bs/1000.0/$g]
```

```
#masse nodi laterali solaio non poggianti sulle pareti (y = 0; y = 4500)
```

```
 #(comprendono anche peso di striscia di parete fuori piano secondo a. influenza)
```

```
set m2 [expr $m1/2.0 + $w*1000.0*$a/1000.0*$h/1000.0*$t/1000.0/2.0/$g/4.0]
```

```
#masse nodi laterali solaio poggianti sulle pareti (x = 0; x = 5000):
```

```
#peso portale (diviso per 7 nodi e per 2 perché metà muro) + peso solaio afferente
```

```
set m3 [expr $m1/2.0 + $w*1000.0*($t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
    $t/1000.0*$ls/1000.0*$hs/1000.0)/$g/6.0]
```

```
#masse nodi d'angolo
```

```
set m4 [expr $m1/4.0 + $w*1000.0*($t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
    $t/1000.0*$ls/1000.0*$hs/1000.0)/$g/6.0/2.0 +
    $w*1000.0*$a/1000.0*$h/1000.0*$t/1000.0/2.0/$g/4.0/2.0]
```

```
mass 106 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 2 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 115 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 4 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 124 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 6 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 131 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
```

B.4. Caso C380NS

```

mass 8 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 9 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 10 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 11 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 12 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 13 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 14 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 15 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 16 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 17 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 18 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 19 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 20 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 21 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 22 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 23 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 24 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 25 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 26 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 27 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 28 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 206 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 30 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 215 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 32 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 224 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 34 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 231 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0

```

```

#-----
# Definizione degli elementi
#-----

```

```

# solaio
element truss 1 106 2 1.0 $truss
element truss 2 2 115 1.0 $truss
element truss 3 115 4 1.0 $truss
element truss 4 4 124 1.0 $truss
element truss 5 124 6 1.0 $truss
element truss 6 6 131 1.0 $truss
element truss 7 8 9 1.0 $truss
element truss 8 9 10 1.0 $truss
element truss 9 10 11 1.0 $truss
element truss 10 11 12 1.0 $truss
element truss 11 12 13 1.0 $truss
element truss 12 13 14 1.0 $truss
element truss 13 15 16 1.0 $truss
element truss 14 16 17 1.0 $truss
element truss 15 17 18 1.0 $truss
element truss 16 18 19 1.0 $truss
element truss 17 19 20 1.0 $truss
element truss 18 20 21 1.0 $truss
element truss 19 22 23 1.0 $truss
element truss 20 23 24 1.0 $truss
element truss 21 24 25 1.0 $truss
element truss 22 25 26 1.0 $truss
element truss 23 26 27 1.0 $truss
element truss 24 27 28 1.0 $truss
element truss 25 206 30 1.0 $truss
element truss 26 30 215 1.0 $truss
element truss 27 215 32 1.0 $truss
element truss 28 32 224 1.0 $truss
element truss 29 224 34 1.0 $truss
element truss 30 34 231 1.0 $truss
element truss 31 106 8 1.0 $truss
element truss 32 8 15 1.0 $truss
element truss 33 15 22 1.0 $truss
element truss 34 22 206 1.0 $truss
element truss 35 2 9 1.0 $truss
element truss 36 9 16 1.0 $truss

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

element truss	37	16	23	1.0	\$truss
element truss	38	23	30	1.0	\$truss
element truss	39	115	10	1.0	\$truss
element truss	40	10	17	1.0	\$truss
element truss	41	17	24	1.0	\$truss
element truss	42	24	215	1.0	\$truss
element truss	43	4	11	1.0	\$truss
element truss	44	11	18	1.0	\$truss
element truss	45	18	25	1.0	\$truss
element truss	46	25	32	1.0	\$truss
element truss	47	124	12	1.0	\$truss
element truss	48	12	19	1.0	\$truss
element truss	49	19	26	1.0	\$truss
element truss	50	26	224	1.0	\$truss
element truss	51	6	13	1.0	\$truss
element truss	52	13	20	1.0	\$truss
element truss	53	20	27	1.0	\$truss
element truss	54	27	34	1.0	\$truss
element truss	55	131	14	1.0	\$truss
element truss	56	14	21	1.0	\$truss
element truss	57	21	28	1.0	\$truss
element truss	58	28	231	1.0	\$truss
element truss	59	106	9	1.0	\$diag
element truss	60	2	10	1.0	\$diag
element truss	61	115	11	1.0	\$diag
element truss	62	4	12	1.0	\$diag
element truss	63	124	13	1.0	\$diag
element truss	64	6	14	1.0	\$diag
element truss	65	8	16	1.0	\$diag
element truss	66	9	17	1.0	\$diag
element truss	67	10	18	1.0	\$diag
element truss	68	11	19	1.0	\$diag
element truss	69	12	20	1.0	\$diag
element truss	70	13	21	1.0	\$diag
element truss	71	16	22	1.0	\$diag
element truss	72	17	23	1.0	\$diag
element truss	73	18	24	1.0	\$diag
element truss	74	19	25	1.0	\$diag
element truss	75	20	26	1.0	\$diag
element truss	76	21	27	1.0	\$diag
element truss	77	23	206	1.0	\$diag
element truss	78	24	30	1.0	\$diag
element truss	79	25	215	1.0	\$diag
element truss	80	26	32	1.0	\$diag
element truss	81	27	224	1.0	\$diag
element truss	82	28	34	1.0	\$diag
# portale sinistro					
element truss	100	101	102	1.0	\$truss
element truss	101	102	109	1.0	\$truss
element truss	102	109	108	1.0	\$truss
element truss	103	108	101	1.0	\$truss
element truss	104	103	104	1.0	\$truss
element truss	105	104	111	1.0	\$truss
element truss	106	111	110	1.0	\$truss
element truss	107	110	103	1.0	\$truss
element truss	108	105	106	1.0	\$truss
element truss	109	106	113	1.0	\$truss
element truss	110	113	112	1.0	\$truss
element truss	111	112	105	1.0	\$truss
element truss	112	114	115	1.0	\$truss
element truss	113	115	117	1.0	\$truss
element truss	114	117	116	1.0	\$truss
element truss	115	116	114	1.0	\$truss
element truss	116	119	120	1.0	\$truss
element truss	117	120	127	1.0	\$truss
element truss	118	127	126	1.0	\$truss
element truss	119	126	119	1.0	\$truss
element truss	120	121	122	1.0	\$truss
element truss	121	122	129	1.0	\$truss

B.4. Caso C380NS

element truss	122	129	128	1.0	\$truss
element truss	123	128	121	1.0	\$truss
element truss	124	123	124	1.0	\$truss
element truss	125	124	131	1.0	\$truss
element truss	126	131	130	1.0	\$truss
element truss	127	130	123	1.0	\$truss
element truss	128	100	101	1.0	\$mollavert
element truss	129	102	103	1.0	\$mollavert
element truss	130	104	105	1.0	\$mollavert
element truss	131	107	108	1.0	\$mollavert
element truss	132	109	110	1.0	\$mollavert
element truss	133	111	112	1.0	\$mollavert
element truss	134	118	119	1.0	\$mollavert
element truss	135	120	121	1.0	\$mollavert
element truss	136	122	123	1.0	\$mollavert
element truss	137	125	126	1.0	\$mollavert
element truss	138	127	128	1.0	\$mollavert
element truss	139	129	130	1.0	\$mollavert
element truss	140	101	109	1.0	\$molladiag
element truss	141	102	108	1.0	\$molladiag
element truss	142	103	111	1.0	\$molladiag
element truss	143	104	110	1.0	\$molladiag
element truss	144	105	113	1.0	\$molladiag
element truss	145	106	112	1.0	\$molladiag
element truss	146	119	127	1.0	\$molladiag
element truss	147	120	126	1.0	\$molladiag
element truss	148	121	129	1.0	\$molladiag
element truss	149	122	128	1.0	\$molladiag
element truss	150	123	131	1.0	\$molladiag
element truss	151	124	130	1.0	\$molladiag
element truss	152	100	108	1.0	\$mollaoriz
element truss	153	101	107	1.0	\$mollaoriz
element truss	154	103	109	1.0	\$mollaoriz
element truss	155	102	110	1.0	\$mollaoriz
element truss	156	105	111	1.0	\$mollaoriz
element truss	157	104	112	1.0	\$mollaoriz
element truss	158	118	126	1.0	\$mollaoriz
element truss	159	119	125	1.0	\$mollaoriz
element truss	160	121	127	1.0	\$mollaoriz
element truss	161	120	128	1.0	\$mollaoriz
element truss	162	123	129	1.0	\$mollaoriz
element truss	163	122	130	1.0	\$mollaoriz
element truss	164	114	117	1.0	\$molladiagf
element truss	165	115	116	1.0	\$molladiagf
element truss	166	113	115	1.0	\$mollaorizf
element truss	167	112	114	1.0	\$mollaorizf
element truss	168	116	123	1.0	\$mollaorizf
element truss	169	117	124	1.0	\$mollaorizf
element truss	170	112	115	1.0	\$mollavertf
element truss	171	113	114	1.0	\$mollavertf
element truss	172	116	124	1.0	\$mollavertf
element truss	173	117	123	1.0	\$mollavertf
# portale destro					
element truss	200	201	202	1.0	\$truss
element truss	201	202	209	1.0	\$truss
element truss	202	209	208	1.0	\$truss
element truss	203	208	201	1.0	\$truss
element truss	204	203	204	1.0	\$truss
element truss	205	204	211	1.0	\$truss
element truss	206	211	210	1.0	\$truss
element truss	207	210	203	1.0	\$truss
element truss	208	205	206	1.0	\$truss
element truss	209	206	213	1.0	\$truss
element truss	210	213	212	1.0	\$truss
element truss	211	212	205	1.0	\$truss
element truss	212	214	215	1.0	\$truss
element truss	213	215	217	1.0	\$truss
element truss	214	217	216	1.0	\$truss
element truss	215	216	214	1.0	\$truss

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

element truss	216	219	220	1.0	\$truss
element truss	217	220	227	1.0	\$truss
element truss	218	227	226	1.0	\$truss
element truss	219	226	219	1.0	\$truss
element truss	220	221	222	1.0	\$truss
element truss	221	222	229	1.0	\$truss
element truss	222	229	228	1.0	\$truss
element truss	223	228	221	1.0	\$truss
element truss	224	223	224	1.0	\$truss
element truss	225	224	231	1.0	\$truss
element truss	226	231	230	1.0	\$truss
element truss	227	230	223	1.0	\$truss
element truss	228	200	201	1.0	\$mollavert
element truss	229	202	203	1.0	\$mollavert
element truss	230	204	205	1.0	\$mollavert
element truss	231	207	208	1.0	\$mollavert
element truss	232	209	210	1.0	\$mollavert
element truss	233	211	212	1.0	\$mollavert
element truss	234	218	219	1.0	\$mollavert
element truss	235	220	221	1.0	\$mollavert
element truss	236	222	223	1.0	\$mollavert
element truss	237	225	226	1.0	\$mollavert
element truss	238	227	228	1.0	\$mollavert
element truss	239	229	230	1.0	\$mollavert
element truss	240	201	209	1.0	\$molladiag
element truss	241	202	208	1.0	\$molladiag
element truss	242	203	211	1.0	\$molladiag
element truss	243	204	210	1.0	\$molladiag
element truss	244	205	213	1.0	\$molladiag
element truss	245	206	212	1.0	\$molladiag
element truss	246	219	227	1.0	\$molladiag
element truss	247	220	226	1.0	\$molladiag
element truss	248	221	229	1.0	\$molladiag
element truss	249	222	228	1.0	\$molladiag
element truss	250	223	231	1.0	\$molladiag
element truss	251	224	230	1.0	\$molladiag
element truss	252	200	208	1.0	\$mollaoriz
element truss	253	201	207	1.0	\$mollaoriz
element truss	254	203	209	1.0	\$mollaoriz
element truss	255	202	210	1.0	\$mollaoriz
element truss	256	205	211	1.0	\$mollaoriz
element truss	257	204	212	1.0	\$mollaoriz
element truss	258	218	226	1.0	\$mollaoriz
element truss	259	219	225	1.0	\$mollaoriz
element truss	260	221	227	1.0	\$mollaoriz
element truss	261	220	228	1.0	\$mollaoriz
element truss	262	223	229	1.0	\$mollaoriz
element truss	263	222	230	1.0	\$mollaoriz
element truss	264	214	217	1.0	\$molladiagf
element truss	265	215	216	1.0	\$molladiagf
element truss	266	213	215	1.0	\$mollaorizf
element truss	267	212	214	1.0	\$mollaorizf
element truss	268	216	223	1.0	\$mollaorizf
element truss	269	217	224	1.0	\$mollaorizf
element truss	270	212	215	1.0	\$mollavertf
element truss	271	213	214	1.0	\$mollavertf
element truss	272	216	224	1.0	\$mollavertf
element truss	273	217	223	1.0	\$mollavertf

#-----
Definizione dei nodi vincolati
#-----

# portale sinistro (incastri + carrelli fuori piano)							
fix	100	1	1	1	1	1	1
fix	107	1	1	1	1	1	1
fix	118	1	1	1	1	1	1
fix	125	1	1	1	1	1	1
fix	101	1	0	0	1	1	1
fix	102	1	0	0	1	1	1

B.4. Caso C380NS

```

fix    103    1    0    0    1    1    1
fix    104    1    0    0    1    1    1
fix    105    1    0    0    1    1    1
fix    106    1    0    0    1    1    1
fix    108    1    0    0    1    1    1
fix    109    1    0    0    1    1    1
fix    110    1    0    0    1    1    1
fix    111    1    0    0    1    1    1
fix    112    1    0    0    1    1    1
fix    113    1    0    0    1    1    1
fix    114    1    0    0    1    1    1
fix    115    1    0    0    1    1    1
fix    116    1    0    0    1    1    1
fix    117    1    0    0    1    1    1
fix    119    1    0    0    1    1    1
fix    120    1    0    0    1    1    1
fix    121    1    0    0    1    1    1
fix    122    1    0    0    1    1    1
fix    123    1    0    0    1    1    1
fix    124    1    0    0    1    1    1
fix    126    1    0    0    1    1    1
fix    127    1    0    0    1    1    1
fix    128    1    0    0    1    1    1
fix    129    1    0    0    1    1    1
fix    130    1    0    0    1    1    1
fix    131    1    0    0    1    1    1

# portale destro (incastrati + carrelli fuori piano)
fix    200    1    1    1    1    1    1
fix    207    1    1    1    1    1    1
fix    218    1    1    1    1    1    1
fix    225    1    1    1    1    1    1
fix    201    1    0    0    1    1    1
fix    202    1    0    0    1    1    1
fix    203    1    0    0    1    1    1
fix    204    1    0    0    1    1    1
fix    205    1    0    0    1    1    1
fix    206    1    0    0    1    1    1
fix    208    1    0    0    1    1    1
fix    209    1    0    0    1    1    1
fix    210    1    0    0    1    1    1
fix    211    1    0    0    1    1    1
fix    212    1    0    0    1    1    1
fix    213    1    0    0    1    1    1
fix    214    1    0    0    1    1    1
fix    215    1    0    0    1    1    1
fix    216    1    0    0    1    1    1
fix    217    1    0    0    1    1    1
fix    219    1    0    0    1    1    1
fix    220    1    0    0    1    1    1
fix    221    1    0    0    1    1    1
fix    222    1    0    0    1    1    1
fix    223    1    0    0    1    1    1
fix    224    1    0    0    1    1    1
fix    226    1    0    0    1    1    1
fix    227    1    0    0    1    1    1
fix    228    1    0    0    1    1    1
fix    229    1    0    0    1    1    1
fix    230    1    0    0    1    1    1
fix    231    1    0    0    1    1    1

# solaio (carrelli fuori piano)
fix    2      1    0    1    1    1    1
fix    4      1    0    1    1    1    1
fix    6      1    0    1    1    1    1
fix    8      0    0    1    1    1    1
fix    9      0    0    1    1    1    1
fix   10     0    0    1    1    1    1
fix   11     0    0    1    1    1    1
fix   12     0    0    1    1    1    1

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
fix 13 0 0 1 1 1 1
fix 14 0 0 1 1 1 1
fix 15 0 0 1 1 1 1
fix 16 0 0 1 1 1 1
fix 17 0 0 1 1 1 1
fix 18 0 0 1 1 1 1
fix 19 0 0 1 1 1 1
fix 20 0 0 1 1 1 1
fix 21 0 0 1 1 1 1
fix 22 0 0 1 1 1 1
fix 23 0 0 1 1 1 1
fix 24 0 0 1 1 1 1
fix 25 0 0 1 1 1 1
fix 26 0 0 1 1 1 1
fix 27 0 0 1 1 1 1
fix 28 0 0 1 1 1 1
fix 30 1 0 1 1 1 1
fix 32 1 0 1 1 1 1
fix 34 1 0 1 1 1 1

#-----
# Definizione dei carichi
#-----

pattern Plain 1 Linear { # Carichi verticali applicati ai portali
load 106 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 115 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 124 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 131 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 206 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 215 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 224 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 231 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;

# Carichi orizzontali dovuti ai tiranti
load 105 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 106 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 130 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 131 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 205 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 206 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 230 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 231 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

#-----
# Output dei dati
#-----

recorder Node -file Risultati/disp_port1.txt -node 106 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_port2.txt -node 206 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_sol.txt -node 21 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/react_port1.txt -node 100 107 118 125 -dof 2 reaction;
recorder Node -file Risultati/react_port2.txt -node 200 207 218 225 -dof 2 reaction;
recorder Element -file Risultati/axial_sol.txt -ele 70 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_vertbase.txt -node 108 -dof 3 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_vertbase.txt -ele 131 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_orizbase.txt -node 101 -dof 2 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_orizbase.txt -ele 153 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_diagbase.txt -node 102 -dof 2 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_diagbase.txt -ele 141 axialForce;

#-----
# ANALISI
#-----

puts "SOLVING..."
set startTime [clock clicks -milliseconds]
# Gravity-analysis parameters set Tol 1.0e-5 ;
set Niter 1000 ; # numero massimo di iterazioni Newton
constraints Transformation; # how it handles boundary conditions
```

B.4. Caso C380NS

```

numberer RCM; # renumber dof's to minimize band-width
system BandGeneral; # how to store and solve the system of equations
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ; # determine if convergence has been achieved
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ; # updates tangent stiffness at every iteration
set NstepGravity 10; # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static; # define type of analysis static or transient
analyze $NstepGravity; # apply gravity

#TIME HISTORY
loadConst -time 0.0; # hold gravity constant and restart time
set Tol 1.0e-6; # convergence tolerance for test
set Niter 10000; # numero massimo di iterazioni Newton
wipeAnalysis; # clear previously-define analysis parameters
constraints Plain; # how it handles boundary conditions
numberer Plain; # renumber dof's to minimize band-width (optimization)
system BandGeneral; # how to store and solve the system of equations
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;
#test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
#test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm KrylovNewton;
integrator Newmark 0.5 0.25

# define damping

set xDamp 0.02; # 2% damping ratio
set lambda1 [eigen 1]; # eigenvalue mode 1
set omega1 [expr pow($lambda1,0.5)];
set offset 4; # due Hz più del 1' modo
set omega2 [expr ($omega1/6.28+$offset)*6.28] ;
puts "1a frequenza =[expr $omega1/6.28]"; # plotta la prima frequenza
puts "2a frequenza =[expr $omega2/6.28]"; # plotta la seconda frequenza

set alphaM [expr ($omega1*$omega2*2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

set betaKcurr 0.0; # K-proportional damping +betaKcurr*KCurrent

set betaKcomm [expr (2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

puts "alphaM = $alphaM"
puts "betaKcomm = $betaKcomm"
set betaKinit 0.0; # initial-stiffness proportional damping + betaKinit*Kini

# define damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm; # RAYLEIGH damping

analysis Transient
set AccelY "Series -dt 0.01 -filePath sisma3.th -factor 1.68";
pattern UniformExcitation 4000 2 -accel $AccelY;
set DtAnalysis 0.001
set TmaxAnalysis 25
set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
analyze $Nsteps $DtAnalysis
puts "Analisi completata"
set finishTime [clock clicks -milliseconds];
set timeSeconds [expr ($finishTime-$startTime)/1000];
set timeMinutes [expr ($timeSeconds/60)];
set timeHours [expr ($timeSeconds/3600)];
set timeMinutes [expr ($timeMinutes - $timeHours*60)];
set timeSeconds [expr ($timeSeconds - $timeMinutes*60 - $timeHours*3600)];
puts "\n-----";
puts "TOTAL TIME TAKEN $timeHours:$timeMinutes:$timeSeconds";

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE
#####

proc solaio {matID F1pm F2pm F3pm F4pm d1pm d2pm d3pm d4pm F1nm F2nm F3nm
F4nm d1nm d2nm d3nm d4nm rdispP rdispN rForceP rForceN uForceP uForceN} {

# Positive/Negative envelope Stress/Load
# stress1 stress2 stress3 stress4
set pEnvelopeStress [list [expr $F1pm*1000.0] [expr $F2pm*1000.0]
[expr $F3pm*1000.0] [expr $F4pm*1000.0]]
set nEnvelopeStress [list [expr $F1nm*1000.0] [expr $F2nm*1000.0]
[expr $F3nm*1000.0] [expr $F4nm*1000.0]]

# Positive/Negative envelope Strain/Deformation
# strain1 strain2 strain3 strain4
set pEnvelopeStrain [list $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm]
set nEnvelopeStrain [list $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm]

# Ratio of maximum deformation at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rDisp [list $rdispP $rdispN]

# Ratio of envelope force at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rForce [list $rForceP $rForceN]

# Ratio of monotonic strength developed upon unloading
# Pos_env. Neg_env.
set uForce [list $uForceP $uForceN]

# Coefficients for Unloading Stiffness degradation
# gammaK1 gammaK2 gammaK3 gammaK4 gammaKLimit
set gammaK [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Reloading Stiffness degradation
# gammaD1 gammaD2 gammaD3 gammaD4 gammaDLimit
set gammaD [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Strength degradation
# gammaF1 gammaF2 gammaF3 gammaF4 gammaFLimit
set gammaF [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

set gammaE 10.0

# damage type (option: "energy", "cycle")
set dam "cycle"

# add the material to domain
uniaxialMaterial Pinching4 $matID [lindex $pEnvelopeStress 0]
[lindex $pEnvelopeStrain 0] [lindex $pEnvelopeStress 1]
[lindex $pEnvelopeStrain 1] [lindex $pEnvelopeStress 2]
[lindex $pEnvelopeStrain 2] [lindex $pEnvelopeStress 3]
[lindex $pEnvelopeStrain 3] [lindex $nEnvelopeStress 0]
[lindex $nEnvelopeStrain 0] [lindex $nEnvelopeStress 1]
[lindex $nEnvelopeStrain 1] [lindex $nEnvelopeStress 2]
[lindex $nEnvelopeStrain 2] [lindex $nEnvelopeStress 3]
[lindex $nEnvelopeStrain 3] [lindex $rDisp 0] [lindex $rForce 0]
[lindex $uForce 0] [lindex $rDisp 1] [lindex $rForce 1]
[lindex $uForce 1] [lindex $gammaK 0] [lindex $gammaK 1]
[lindex $gammaK 2] [lindex $gammaK 3] [lindex $gammaK 4]
[lindex $gammaD 0] [lindex $gammaD 1] [lindex $gammaD 2]
[lindex $gammaD 3] [lindex $gammaD 4] [lindex $gammaF 0]
[lindex $gammaF 1] [lindex $gammaF 2] [lindex $gammaF 3]
[lindex $gammaF 4] $gammaE $dam

puts "diagonali_ok"
}
```

B.5 Caso D250RC

```
#####
# Description:  CASO D250RC
#####

wipe

#-----
# costruzione del modello

model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
file mkdir Risultati; #cartella file output

#-----
# richiamo le subroutine esterne

source solaio.tcl

#-----
# Definizione variabili del solaio
#-----

#carichi solaio

set gk1 3.83; #peso proprio solaio (kN/m^2)
set qk1 2.0; #carico accidentale (kN/m^2)
# parametri geometrici
set a 8000.0; #lato lungo del solaio (mm)
set b 4500.0; #lato corto del solaio (mm)
set as 2000.0; #lato lungo del sottopannello (mm)
set bs 750.0; #lato corto del sottopannello (mm)
set n 12; #numero molle che scaricano sui bordi
set ds [expr sqrt($as*$as+$bs*$bs)]; #lunghezza diagonale sottopannello (mm)
set th [expr atan($as/$bs)]; #angolo molle rispetto alla forza

# parametri della prova sperimentale

# backbone curve
#ramo POSITIVO:
set d1p 0.5; #spostamento limite elastico (mm)
set d2p 3.7; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3p 7.0; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4p 12.5; #spostamento a rottura (mm)
set F1p 43.0; #forza limite elastica (kN)
set F2p 280.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3p 385.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4p 360.0; #forza a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO:
set d1n -0.3; #spostamento limite elastico (mm)
set d2n -1.0; #1' spostamento limite plastico (mm)
set d3n -5.2; #2' spostamento limite plastico (mm)
set d4n -10.5; #spostamento a rottura (mm)
set F1n -43.0; #forza limite elastica (kN)
set F2n -250.0; #1' forza limite plastica (kN)
set F3n -450.0; #2' forza limite plastica (kN)
set F4n -360.0; #forza a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)
set d1pin 1.4; #rdispP*dmax
set d2pin 7.0; #dmax
set d3pin 3.0; #*
set d4pin -0.9; #rdispN*dmin
set d5pin -5.5; #dmin
set d6pin -2.5; #*
set F1pin 100.0; #rForceP*f(dmax)
set F2pin 380.0; #f(dmax)
set F3pin 40.0; #uForceN*eNf3
set F4pin -100.0; #rForceN*f(dmin)
```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
set F5pin -450.0;          #f(dmin)
set F6pin -50.0;          #uForceP*ePf3

#fattore scala (dim. numerica/dim. sperim.) per le forze (4500/4000)
set fsf 1.125;

#fattore di scala (dim. numerica/dim. sperim.) per gli spost. (8000/5000)
set fss 1.6;

#numero di file di sottopannelli in cui è diviso metà lato lungo
set nf 2

# parametri assegnati alla singola molla

# backbone curve
#ramo POSITIVO
set d1p [expr $d1p*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2p [expr $d2p*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3p [expr $d3p*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4p [expr $d4p*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1p [expr $F1p*$fsf/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2p [expr $F2p*$fsf/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3p [expr $F3p*$fsf/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4p [expr $F4p*$fsf/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

#ramo NEGATIVO
set d1n [expr $d1n*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento limite elastico
set d2n [expr $d2n*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #1' allungamento limite plastico
set d3n [expr $d3n*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #2' allungamento limite plastico
set d4n [expr $d4n*$fss*cos($th)/($ds*$nf)]; #allungamento a rottura
set F1n [expr $F1n*$fsf/($n*cos($th))]; #sforzo limite elastico (kN)
set F2n [expr $F2n*$fsf/($n*cos($th))]; #1' sforzo limite plastico (kN)
set F3n [expr $F3n*$fsf/($n*cos($th))]; #2' sforzo limite plastico (kN)
set F4n [expr $F4n*$fsf/($n*cos($th))]; #sforzo a rottura (kN)

# pinching curve (la nomenclatura corrisponde a quella del manuale OpenSees)

set rdispP [expr $d1pin/$d2pin]
set rdispN [expr $d4pin/$d5pin]
set rForceP [expr $F1pin/$F2pin]
set rForceN [expr $F4pin/$F5pin]
set uForceP [expr $F6pin/(-$F3n)]
set uForceN [expr $F3pin/(-$F3p)]

#-----
# Definizione dei parametri della muratura
#-----

# parametri geometrici del singolo maschio murario
set t 250.0; #spessore del pannello in mm
set l 1500.0; #larghezza del pannello in mm
set h 3000.0; #altezza del pannello in mm
set v 1; #vincolo in sommità (1=libero, 2=incastro)
set ts 250.0; #spessore del sottopannello in mm
set ls 1500.0; #larghezza del sottopannello in mm
set hs 1000.0; #altezza del sottopannello in mm

#proprietà meccaniche (da prove sperimentali)
set fu -7.92; #resistenza ultima a compressione della muratura in MPa
set ft 0.2; #resistenza ultima a trazione della muratura in MPa
set Em 2910.0; #modulo elastico della muratura in MPa
set t0 0.1; #resistenza media a taglio a compressione nulla in MPa
set G 875.0; #modulo a taglio della muratura in MPa
set c 0.2; #coesione della muratura in MPa
set f 0.5; #angolo d'attrito della muratura in radianti
set gu 0.00535; #scorrimento angolare a rottura
set w 24.0; #peso specifico della muratura in kN/m^3

#peso della porzione di solaio afferente in kN
set q [expr ($gk1 + 0.3*$qk1)*0.5*$b/1000.0];
```


B.5. Caso D250RC

```

#sforzo assiale sul singolo maschio murario in kN
set N      [expr ($q + 4.0*$w*$t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
                2.0*$w*$t/1000.0*$l/1000.0*$hs/1000.0)/4.0];

set T      150.0;          #sforzo generato dal singolo tirante (kN)

# -----

# MOLLE VERTICALI

# parametri iniziali

set nv     2;              #numero di molle verticali nel pannello
set Am     [expr $t*$l/$nv]; #area afferente alla singola molla
set ecy    [expr $fu/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento
set ecu    [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set ety    [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etu    [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set        mollavert      1
set        Fpp            [expr $ft*$Am]
set        Upy            [expr $ety/$v*$hs]
set        Fppu           [expr $ft*$Am + 100.0]
set        Upu            [expr $etu/$v*$hs]
set        Fultp          0.1
set        Uultp          [expr $etu/$v*$hs + 0.1]
set        Fpc            [expr $fu*$Am]
set        Ucy            [expr $ecy/$v*$hs]
set        Fpcu           [expr $fu*$Am - 100.0]
set        Ucu            [expr $ecu/$v*$hs]
set        Fultc          -0.1
set        Uultc          [expr $ecu/$v*$hs - 0.1]
set        pinchX         0.0
set        pinchY         0.0
set        damage1        0.0
set        damage2        0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavert $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE DIAGONALI

# parametri iniziali

set nd     2;              #numero molle diagonali
if {$h<$l} {                #scelta del parametro b (Turnsek-Cacovic)
set b 1.0
} else {
if {$h>1.5*$l} {
set b 1.5 } else {set b [expr $h/$l]}
}
#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuf    [expr $t0*$t*$l/1000.0*sqrt(1 + $N/($b*$t0*$t*$l/1000.0))]

#spostamento sommitale del sottopannello in mm
set dys    [expr $vuf*1000.0*$hs/($G*$ls*$ts)]

#angolo della diagonale del sottopannello rispetto all'orizzontale
set theta  [expr atan($hs/$ls)]

#lunghezza della diagonale del sottopannello in mm
set ldiag  [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)]

#spostamento a rottura del sottopannello in mm
set d2s    [expr $gu*$hs];

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
# legame costitutivo

set      molladiag      2
set      Fpp            [expr $vuf*1000.0/($nd*cos($theta))]
set      Upy            [expr $dys*cos($theta)/$ldiag]
set      Fppu           [expr $Fpp*0.9]
set      Upu            [expr $d2s*cos($theta)/$ldiag]
set      Fultp          1000.0
set      Uultp          [expr ($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      Fpc            [expr -($vuf*1000.0)/($nd*cos($theta))]
set      Ucy            [expr -($dys*cos($theta))/$ldiag]
set      Fpcu           [expr $Fpc*0.9]
set      Ucu            [expr -($d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      Fultc          -1000.0
set      Uultc          [expr -($d2s*cos($theta) + 0.1*$d2s*cos($theta))/$ldiag]
set      pinchX         0.0
set      pinchY         0.0
set      damage1        0.0
set      damage2        0.0
set      beta           0.9
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiag $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----

# MOLLE ORIZZONTALI

# parametri iniziali

set no      2;                #numero molle orizzontali
set dmax    [expr $gu*$h];    #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo per scorrimento secondo Mohr e Coulomb in kN
set vus     [expr ($c*$l*$t/1000.0 + $N*$f)/$no];

#lunghezza molla orizzontale in mm
set loriz   [expr sqrt($ls*$ls + 1.0)];

# legame costitutivo

set      mollaoriz      3
set      Fpp            [expr $vus*1000.0]
set      Upy            [expr $dmax*0.1/$loriz]
set      Fppu           [expr $vus*1000.0 + 1.0]
set      Upu            [expr $dmax/$loriz]
set      Fultp          0.1
set      Uultp          [expr ($dmax+0.5)/$loriz]
set      Fpc            [expr -($vus*1000.0)]
set      Ucy            [expr -($dmax*0.1)/$loriz]
set      Fpcu           [expr -($vus*1000.0 + 1.0)]
set      Ucu            [expr -($dmax/$loriz)]
set      Fultc          -0.1
set      Uultc          [expr -($dmax+0.5)/$loriz]
set      pinchX         0.0
set      pinchY         0.0
set      damage1        0.0
set      damage2        0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaoriz $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE VERTICALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set nvf     2;                #numero molle verticali della fascia di piano
set dmaxf   [expr $gu*$ls];   #spostamento ultimo per scorrimento in mm

#taglio ultimo a scorrimento (Mohr-Coulomb) in kN (decuplicato per ingranamento)
```

B.5. Caso D250RC

```

set vusf [expr 10.0*($c*$hs*$t/1000.0 + $T*$f)/$nvf];

#lunghezza molla verticale in mm
set lvf [expr sqrt($hs*$hs + 1.0)];

# legame costitutivo

set      mollavertf      4
set      Fpp             [expr $vusf*1000.0]
set      Upy             [expr $dmaxf*0.1/$lvf]
set      Fppu            [expr $vusf*1000.0 + 1.0]
set      Upu             [expr $dmaxf/$lvf]
set      Fultp           0.1
set      Uultp           [expr ($dmaxf+0.5)/$lvf]
set      Fpc             [expr -($vusf*1000.0)]
set      Ucy             [expr -($dmaxf*0.1)/$lvf]
set      Fpcu            [expr -($vusf*1000.0 + 1.0)]
set      Ucu             [expr -($dmaxf/$lvf)]
set      Fultc           -0.1
set      Uultc           [expr -($dmaxf+0.5)/$lvf]
set      pinchX          0.0
set      pinchY          0.0
set      damage1         0.0
set      damage2         0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollavertf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----

# MOLLE DIAGONALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set ndf  2;                                #numero molle diagonali della fascia di piano

#taglio ultimo a fessurazione diagonale secondo Turnsek e Cacovic in kN
set vuff [expr $t0*$t*$hs/1000.0*sqrt(1 + $T/($b*$t0*$t*$hs/1000.0))];

#spostamento sommitale del sottopannello della fascia di piano in mm
set dysf [expr $vuff*1000.0*$ls/($G*$hs*$ts)];

#angolo della diagonale del sottopannello della fascia di piano rispetto all'orizzontale
set thf [expr atan($ls/$hs)];

#lunghezza della diagonale del sottopannello della fascia di piano in mm
set ldf [expr sqrt($ls*$ls + $hs*$hs)];

#spostamento a rottura del sottopannello della fascia di piano in mm
set d2sf [expr $gu*$ls];

# legame costitutivo

set      molladiagf      5
set      Fpp             [expr $vuff*1000.0/($ndf*cos($thf))]
set      Upy             [expr $dysf*cos($thf)/$ldf]
set      Fppu            [expr $Fpp*0.9]
set      Upu             [expr $d2sf*cos($thf)/$ldf]
set      Fultp           1000.0
set      Uultp           [expr ($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set      Fpc             [expr -($vuff*1000.0)/($ndf*cos($thf))]
set      Ucy             [expr -($dysf*cos($thf))/$ldf]
set      Fpcu            [expr $Fpc*0.9]
set      Ucu             [expr -($d2sf*cos($thf))/$ldf]
set      Fultc           -1000.0
set      Uultc           [expr -($d2sf*cos($thf) + 0.1*$d2sf*cos($thf))/$ldf]
set      pinchX          0.0
set      pinchY          0.0
set      damage1         0.0
set      damage2         0.0
set      beta            0.9

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
uniaxialMaterial Hysteretic $molladiagf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta

# -----
# MOLLE ORIZZONTALI DELLE FASCE DI PIANO

# parametri iniziali

set nof 2; #numero di molle orizzontali fascia di piano
set Amf [expr $t*$hs/$nof]; #area afferente alla singola molla
set ecyf [expr $fu/2.0/$Em]; #deformazione di compressione a snervamento (con fu/2)
set ecuf [expr 3.0*$ecy]; #deformazione di compressione a rottura
set etyf [expr $ft/$Em]; #deformazione di trazione a snervamento
set etuf [expr 1.5*$ety]; #deformazione di trazione a rottura

# legame costitutivo

set mollaorizf 6
set Fpp [expr $ft*$Amf]
set Upy [expr $etyf/$v*$ls]
set Fppu [expr $ft*$Amf + 100.0]
set Upu [expr $etuf/$v*$ls]
set Fultp 0.1
set Uultp [expr $etuf/$v*$ls + 0.1]
set Fpc [expr $fu/2.0*$Amf]
set Ucy [expr $ecyf/$v*$ls]
set Fpcu [expr $fu/2.0*$Amf - 100.0]
set Ucu [expr $ecuf/$v*$ls]
set Fultc -0.1
set Uultc [expr $ecuf/$v*$ls - 0.1]
set pinchX 0.0
set pinchY 0.0
set damage1 0.0
set damage2 0.0
uniaxialMaterial Hysteretic $mollaorizf $Fpp $Upy $Fppu $Upu $Fultp $Uultp
$Fpc $Ucy $Fpcu $Ucu $Fultc $Uultc $pinchX $pinchY $damage1 $damage2

# -----
# TRUSS RIGIDI DEI MACRO-ELEMENTI

set truss 0
set E 6.0e12
uniaxialMaterial Elastic $truss $E

# MOLLE DIAGONALI DEI SOLAI
set diag 7
solaio $diag $F1pm $F2pm $F3pm $F4pm $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm $F1nm $F2nm $F3nm $F4nm
$d1nm $d2nm $d3nm $d4nm $rdispP $rdispN $rForceP $rForceN $uForceP $uForceN

#-----
# Definizione dei nodi del modello
#-----

# solaio (z = 3003 mm) - i nodi commentati sono sovrapposti con la muratura
#node 1 0.0 0.0 3003.0 corrisp. a nodo 106
node 2 0.0 750.0 3003.0
#node 3 0.0 1500.0 3003.0 corrisp. a nodo 115
node 4 0.0 2250.0 3003.0
#node 5 0.0 3000.0 3003.0 corrisp. a nodo 124
node 6 0.0 3750.0 3003.0
#node 7 0.0 4500.0 3003.0 corrisp. a nodo 131
node 8 2000.0 0.0 3003.0
node 9 2000.0 750.0 3003.0
node 10 2000.0 1500.0 3003.0
node 11 2000.0 2250.0 3003.0
```

B.5. Caso D250RC

node	12	2000.0	3000.0	3003.0	
node	13	2000.0	3750.0	3003.0	
node	14	2000.0	4500.0	3003.0	
node	15	4000.0	0.0	3003.0	
node	16	4000.0	750.0	3003.0	
node	17	4000.0	1500.0	3003.0	
node	18	4000.0	2250.0	3003.0	
node	19	4000.0	3000.0	3003.0	
node	20	4000.0	3750.0	3003.0	
node	21	4000.0	4500.0	3003.0	
node	22	6000.0	0.0	3003.0	
node	23	6000.0	750.0	3003.0	
node	24	6000.0	1500.0	3003.0	
node	25	6000.0	2250.0	3003.0	
node	26	6000.0	3000.0	3003.0	
node	27	6000.0	3750.0	3003.0	
node	28	6000.0	4500.0	3003.0	
#node	29	8000.0	0.0	3003.0	corrisp. a nodo 206
node	30	8000.0	750.0	3003.0	
#node	31	8000.0	1500.0	3003.0	corrisp. a nodo 215
node	32	8000.0	2250.0	3003.0	
#node	33	8000.0	3000.0	3003.0	corrisp. a nodo 224
node	34	8000.0	3750.0	3003.0	
#node	35	8000.0	4500.0	3003.0	corrisp. a nodo 231

portale sinistro (x = 0 mm)

node	100	0.0	0.0	0.0
node	101	0.0	0.0	1.0
node	102	0.0	0.0	1001.0
node	103	0.0	0.0	1002.0
node	104	0.0	0.0	2002.0
node	105	0.0	0.0	2003.0
node	106	0.0	0.0	3003.0
node	107	0.0	1499.0	0.0
node	108	0.0	1499.0	1.0
node	109	0.0	1499.0	1001.0
node	110	0.0	1499.0	1002.0
node	111	0.0	1499.0	2002.0
node	112	0.0	1499.0	2003.0
node	113	0.0	1499.0	3003.0
node	114	0.0	1500.0	2003.0
node	115	0.0	1500.0	3003.0
node	116	0.0	2999.0	2003.0
node	117	0.0	2999.0	3003.0
node	118	0.0	3000.0	0.0
node	119	0.0	3000.0	1.0
node	120	0.0	3000.0	1001.0
node	121	0.0	3000.0	1002.0
node	122	0.0	3000.0	2002.0
node	123	0.0	3000.0	2003.0
node	124	0.0	3000.0	3003.0
node	125	0.0	4500.0	0.0
node	126	0.0	4500.0	1.0
node	127	0.0	4500.0	1001.0
node	128	0.0	4500.0	1002.0
node	129	0.0	4500.0	2002.0
node	130	0.0	4500.0	2003.0
node	131	0.0	4500.0	3003.0

portale destro (x = 5000 mm)

node	200	8000.0	0.0	0.0
node	201	8000.0	0.0	1.0
node	202	8000.0	0.0	1001.0
node	203	8000.0	0.0	1002.0
node	204	8000.0	0.0	2002.0
node	205	8000.0	0.0	2003.0
node	206	8000.0	0.0	3003.0
node	207	8000.0	1499.0	0.0
node	208	8000.0	1499.0	1.0

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```

node 209 8000.0 1499.0 1001.0
node 210 8000.0 1499.0 1002.0
node 211 8000.0 1499.0 2002.0
node 212 8000.0 1499.0 2003.0
node 213 8000.0 1499.0 3003.0
node 214 8000.0 1500.0 2003.0
node 215 8000.0 1500.0 3003.0
node 216 8000.0 2999.0 2003.0
node 217 8000.0 2999.0 3003.0
node 218 8000.0 3000.0 0.0
node 219 8000.0 3000.0 1.0
node 220 8000.0 3000.0 1001.0
node 221 8000.0 3000.0 1002.0
node 222 8000.0 3000.0 2002.0
node 223 8000.0 3000.0 2003.0
node 224 8000.0 3000.0 3003.0
node 225 8000.0 4500.0 0.0
node 226 8000.0 4500.0 1.0
node 227 8000.0 4500.0 1001.0
node 228 8000.0 4500.0 1002.0
node 229 8000.0 4500.0 2002.0
node 230 8000.0 4500.0 2003.0
node 231 8000.0 4500.0 3003.0

#-----
# Definizione delle masse sismiche
#-----

set g 9806.0; #accelerazione gravità (mm/s^2)
#masse nodi centrali solaio
set m1 [expr ($gk1 + $qk1*0.3)*1000.0*$as/1000.0*$bs/1000.0/$g]

#masse nodi laterali solaio non poggianti sulle pareti (y = 0; y = 4500)
#(comprendono anche peso di striscia di parete fuori piano secondo a. influenza)
set m2 [expr $m1/2.0 + $w*1000.0*$a/1000.0*$h/1000.0*$t/1000.0/2.0/$g/4.0]

#masse nodi laterali solaio poggianti sulle pareti (x = 0; x = 5000):
#peso portale (diviso per 7 nodi e per 2 perché metà muro) + peso solaio afferente
set m3 [expr $m1/2.0 + $w*1000.0*($t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
    $t/1000.0*$ls/1000.0*$hs/1000.0)/$g/6.0]

#masse nodi d'angolo
set m4 [expr $m1/4.0 + $w*1000.0*($t/1000.0*$l/1000.0*$h/1000.0 +
    $t/1000.0*$ls/1000.0*$hs/1000.0)/$g/6.0/2.0 +
    $w*1000.0*$a/1000.0*$h/1000.0*$t/1000.0/2.0/$g/4.0/2.0]

mass 106 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 2 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 115 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 4 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 124 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 6 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 131 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 8 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 9 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 10 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 11 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 12 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 13 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 14 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 15 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 16 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 17 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 18 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 19 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 20 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 21 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 22 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 23 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 24 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0

```

B.5. Caso D250RC

```

mass 25 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 26 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 27 0.0 $m1 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 28 0.0 $m2 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 206 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 30 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 215 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 32 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 224 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 34 0.0 $m3 0.0 0.0 0.0 0.0
mass 231 0.0 $m4 0.0 0.0 0.0 0.0

```

```

#-----
# Definizione degli elementi
#-----

```

```

# solaio
element truss 1 106 2 1.0 $truss
element truss 2 2 115 1.0 $truss
element truss 3 115 4 1.0 $truss
element truss 4 4 124 1.0 $truss
element truss 5 124 6 1.0 $truss
element truss 6 6 131 1.0 $truss
element truss 7 8 9 1.0 $truss
element truss 8 9 10 1.0 $truss
element truss 9 10 11 1.0 $truss
element truss 10 11 12 1.0 $truss
element truss 11 12 13 1.0 $truss
element truss 12 13 14 1.0 $truss
element truss 13 15 16 1.0 $truss
element truss 14 16 17 1.0 $truss
element truss 15 17 18 1.0 $truss
element truss 16 18 19 1.0 $truss
element truss 17 19 20 1.0 $truss
element truss 18 20 21 1.0 $truss
element truss 19 22 23 1.0 $truss
element truss 20 23 24 1.0 $truss
element truss 21 24 25 1.0 $truss
element truss 22 25 26 1.0 $truss
element truss 23 26 27 1.0 $truss
element truss 24 27 28 1.0 $truss
element truss 25 206 30 1.0 $truss
element truss 26 30 215 1.0 $truss
element truss 27 215 32 1.0 $truss
element truss 28 32 224 1.0 $truss
element truss 29 224 34 1.0 $truss
element truss 30 34 231 1.0 $truss
element truss 31 106 8 1.0 $truss
element truss 32 8 15 1.0 $truss
element truss 33 15 22 1.0 $truss
element truss 34 22 206 1.0 $truss
element truss 35 2 9 1.0 $truss
element truss 36 9 16 1.0 $truss
element truss 37 16 23 1.0 $truss
element truss 38 23 30 1.0 $truss
element truss 39 115 10 1.0 $truss
element truss 40 10 17 1.0 $truss
element truss 41 17 24 1.0 $truss
element truss 42 24 215 1.0 $truss
element truss 43 4 11 1.0 $truss
element truss 44 11 18 1.0 $truss
element truss 45 18 25 1.0 $truss
element truss 46 25 32 1.0 $truss
element truss 47 124 12 1.0 $truss
element truss 48 12 19 1.0 $truss
element truss 49 19 26 1.0 $truss
element truss 50 26 224 1.0 $truss
element truss 51 6 13 1.0 $truss
element truss 52 13 20 1.0 $truss
element truss 53 20 27 1.0 $truss

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

element truss	54	27	34	1.0	\$truss
element truss	55	131	14	1.0	\$truss
element truss	56	14	21	1.0	\$truss
element truss	57	21	28	1.0	\$truss
element truss	58	28	231	1.0	\$truss
element truss	59	106	9	1.0	\$diag
element truss	60	2	10	1.0	\$diag
element truss	61	115	11	1.0	\$diag
element truss	62	4	12	1.0	\$diag
element truss	63	124	13	1.0	\$diag
element truss	64	6	14	1.0	\$diag
element truss	65	8	16	1.0	\$diag
element truss	66	9	17	1.0	\$diag
element truss	67	10	18	1.0	\$diag
element truss	68	11	19	1.0	\$diag
element truss	69	12	20	1.0	\$diag
element truss	70	13	21	1.0	\$diag
element truss	71	16	22	1.0	\$diag
element truss	72	17	23	1.0	\$diag
element truss	73	18	24	1.0	\$diag
element truss	74	19	25	1.0	\$diag
element truss	75	20	26	1.0	\$diag
element truss	76	21	27	1.0	\$diag
element truss	77	23	206	1.0	\$diag
element truss	78	24	30	1.0	\$diag
element truss	79	25	215	1.0	\$diag
element truss	80	26	32	1.0	\$diag
element truss	81	27	224	1.0	\$diag
element truss	82	28	34	1.0	\$diag
# portale sinistro					
element truss	100	101	102	1.0	\$truss
element truss	101	102	109	1.0	\$truss
element truss	102	109	108	1.0	\$truss
element truss	103	108	101	1.0	\$truss
element truss	104	103	104	1.0	\$truss
element truss	105	104	111	1.0	\$truss
element truss	106	111	110	1.0	\$truss
element truss	107	110	103	1.0	\$truss
element truss	108	105	106	1.0	\$truss
element truss	109	106	113	1.0	\$truss
element truss	110	113	112	1.0	\$truss
element truss	111	112	105	1.0	\$truss
element truss	112	114	115	1.0	\$truss
element truss	113	115	117	1.0	\$truss
element truss	114	117	116	1.0	\$truss
element truss	115	116	114	1.0	\$truss
element truss	116	119	120	1.0	\$truss
element truss	117	120	127	1.0	\$truss
element truss	118	127	126	1.0	\$truss
element truss	119	126	119	1.0	\$truss
element truss	120	121	122	1.0	\$truss
element truss	121	122	129	1.0	\$truss
element truss	122	129	128	1.0	\$truss
element truss	123	128	121	1.0	\$truss
element truss	124	123	124	1.0	\$truss
element truss	125	124	131	1.0	\$truss
element truss	126	131	130	1.0	\$truss
element truss	127	130	123	1.0	\$truss
element truss	128	100	101	1.0	\$mollavert
element truss	129	102	103	1.0	\$mollavert
element truss	130	104	105	1.0	\$mollavert
element truss	131	107	108	1.0	\$mollavert
element truss	132	109	110	1.0	\$mollavert
element truss	133	111	112	1.0	\$mollavert
element truss	134	118	119	1.0	\$mollavert
element truss	135	120	121	1.0	\$mollavert
element truss	136	122	123	1.0	\$mollavert
element truss	137	125	126	1.0	\$mollavert
element truss	138	127	128	1.0	\$mollavert

B.5. Caso D250RC

element truss	139	129	130	1.0	\$mollavert
element truss	140	101	109	1.0	\$molladiag
element truss	141	102	108	1.0	\$molladiag
element truss	142	103	111	1.0	\$molladiag
element truss	143	104	110	1.0	\$molladiag
element truss	144	105	113	1.0	\$molladiag
element truss	145	106	112	1.0	\$molladiag
element truss	146	119	127	1.0	\$molladiag
element truss	147	120	126	1.0	\$molladiag
element truss	148	121	129	1.0	\$molladiag
element truss	149	122	128	1.0	\$molladiag
element truss	150	123	131	1.0	\$molladiag
element truss	151	124	130	1.0	\$molladiag
element truss	152	100	108	1.0	\$mollaoriz
element truss	153	101	107	1.0	\$mollaoriz
element truss	154	103	109	1.0	\$mollaoriz
element truss	155	102	110	1.0	\$mollaoriz
element truss	156	105	111	1.0	\$mollaoriz
element truss	157	104	112	1.0	\$mollaoriz
element truss	158	118	126	1.0	\$mollaoriz
element truss	159	119	125	1.0	\$mollaoriz
element truss	160	121	127	1.0	\$mollaoriz
element truss	161	120	128	1.0	\$mollaoriz
element truss	162	123	129	1.0	\$mollaoriz
element truss	163	122	130	1.0	\$mollaoriz
element truss	164	114	117	1.0	\$molladiagf
element truss	165	115	116	1.0	\$molladiagf
element truss	166	113	115	1.0	\$mollaorizf
element truss	167	112	114	1.0	\$mollaorizf
element truss	168	116	123	1.0	\$mollaorizf
element truss	169	117	124	1.0	\$mollaorizf
element truss	170	112	115	1.0	\$mollavertf
element truss	171	113	114	1.0	\$mollavertf
element truss	172	116	124	1.0	\$mollavertf
element truss	173	117	123	1.0	\$mollavertf
# portale destro					
element truss	200	201	202	1.0	\$truss
element truss	201	202	209	1.0	\$truss
element truss	202	209	208	1.0	\$truss
element truss	203	208	201	1.0	\$truss
element truss	204	203	204	1.0	\$truss
element truss	205	204	211	1.0	\$truss
element truss	206	211	210	1.0	\$truss
element truss	207	210	203	1.0	\$truss
element truss	208	205	206	1.0	\$truss
element truss	209	206	213	1.0	\$truss
element truss	210	213	212	1.0	\$truss
element truss	211	212	205	1.0	\$truss
element truss	212	214	215	1.0	\$truss
element truss	213	215	217	1.0	\$truss
element truss	214	217	216	1.0	\$truss
element truss	215	216	214	1.0	\$truss
element truss	216	219	220	1.0	\$truss
element truss	217	220	227	1.0	\$truss
element truss	218	227	226	1.0	\$truss
element truss	219	226	219	1.0	\$truss
element truss	220	221	222	1.0	\$truss
element truss	221	222	229	1.0	\$truss
element truss	222	229	228	1.0	\$truss
element truss	223	228	221	1.0	\$truss
element truss	224	223	224	1.0	\$truss
element truss	225	224	231	1.0	\$truss
element truss	226	231	230	1.0	\$truss
element truss	227	230	223	1.0	\$truss
element truss	228	200	201	1.0	\$mollavert
element truss	229	202	203	1.0	\$mollavert
element truss	230	204	205	1.0	\$mollavert
element truss	231	207	208	1.0	\$mollavert
element truss	232	209	210	1.0	\$mollavert

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

element truss	233	211	212	1.0	\$mollavert
element truss	234	218	219	1.0	\$mollavert
element truss	235	220	221	1.0	\$mollavert
element truss	236	222	223	1.0	\$mollavert
element truss	237	225	226	1.0	\$mollavert
element truss	238	227	228	1.0	\$mollavert
element truss	239	229	230	1.0	\$mollavert
element truss	240	201	209	1.0	\$molladiag
element truss	241	202	208	1.0	\$molladiag
element truss	242	203	211	1.0	\$molladiag
element truss	243	204	210	1.0	\$molladiag
element truss	244	205	213	1.0	\$molladiag
element truss	245	206	212	1.0	\$molladiag
element truss	246	219	227	1.0	\$molladiag
element truss	247	220	226	1.0	\$molladiag
element truss	248	221	229	1.0	\$molladiag
element truss	249	222	228	1.0	\$molladiag
element truss	250	223	231	1.0	\$molladiag
element truss	251	224	230	1.0	\$molladiag
element truss	252	200	208	1.0	\$mollaoriz
element truss	253	201	207	1.0	\$mollaoriz
element truss	254	203	209	1.0	\$mollaoriz
element truss	255	202	210	1.0	\$mollaoriz
element truss	256	205	211	1.0	\$mollaoriz
element truss	257	204	212	1.0	\$mollaoriz
element truss	258	218	226	1.0	\$mollaoriz
element truss	259	219	225	1.0	\$mollaoriz
element truss	260	221	227	1.0	\$mollaoriz
element truss	261	220	228	1.0	\$mollaoriz
element truss	262	223	229	1.0	\$mollaoriz
element truss	263	222	230	1.0	\$mollaoriz
element truss	264	214	217	1.0	\$molladiagf
element truss	265	215	216	1.0	\$molladiagf
element truss	266	213	215	1.0	\$mollaorizf
element truss	267	212	214	1.0	\$mollaorizf
element truss	268	216	223	1.0	\$mollaorizf
element truss	269	217	224	1.0	\$mollaorizf
element truss	270	212	215	1.0	\$mollavertf
element truss	271	213	214	1.0	\$mollavertf
element truss	272	216	224	1.0	\$mollavertf
element truss	273	217	223	1.0	\$mollavertf

#-----
Definizione dei nodi vincolati
#-----

portale sinistro (incastrati + carrelli fuori piano)

fix	100	1	1	1	1	1	1
fix	107	1	1	1	1	1	1
fix	118	1	1	1	1	1	1
fix	125	1	1	1	1	1	1
fix	101	1	0	0	1	1	1
fix	102	1	0	0	1	1	1
fix	103	1	0	0	1	1	1
fix	104	1	0	0	1	1	1
fix	105	1	0	0	1	1	1
fix	106	1	0	0	1	1	1
fix	108	1	0	0	1	1	1
fix	109	1	0	0	1	1	1
fix	110	1	0	0	1	1	1
fix	111	1	0	0	1	1	1
fix	112	1	0	0	1	1	1
fix	113	1	0	0	1	1	1
fix	114	1	0	0	1	1	1
fix	115	1	0	0	1	1	1
fix	116	1	0	0	1	1	1
fix	117	1	0	0	1	1	1
fix	119	1	0	0	1	1	1
fix	120	1	0	0	1	1	1
fix	121	1	0	0	1	1	1

B.5. Caso D250RC

```

fix    122    1    0    0    1    1    1
fix    123    1    0    0    1    1    1
fix    124    1    0    0    1    1    1
fix    126    1    0    0    1    1    1
fix    127    1    0    0    1    1    1
fix    128    1    0    0    1    1    1
fix    129    1    0    0    1    1    1
fix    130    1    0    0    1    1    1
fix    131    1    0    0    1    1    1

```

portale destro (incastrati + carrelli fuori piano)

```

fix    200    1    1    1    1    1    1
fix    207    1    1    1    1    1    1
fix    218    1    1    1    1    1    1
fix    225    1    1    1    1    1    1
fix    201    1    0    0    1    1    1
fix    202    1    0    0    1    1    1
fix    203    1    0    0    1    1    1
fix    204    1    0    0    1    1    1
fix    205    1    0    0    1    1    1
fix    206    1    0    0    1    1    1
fix    208    1    0    0    1    1    1
fix    209    1    0    0    1    1    1
fix    210    1    0    0    1    1    1
fix    211    1    0    0    1    1    1
fix    212    1    0    0    1    1    1
fix    213    1    0    0    1    1    1
fix    214    1    0    0    1    1    1
fix    215    1    0    0    1    1    1
fix    216    1    0    0    1    1    1
fix    217    1    0    0    1    1    1
fix    219    1    0    0    1    1    1
fix    220    1    0    0    1    1    1
fix    221    1    0    0    1    1    1
fix    222    1    0    0    1    1    1
fix    223    1    0    0    1    1    1
fix    224    1    0    0    1    1    1
fix    226    1    0    0    1    1    1
fix    227    1    0    0    1    1    1
fix    228    1    0    0    1    1    1
fix    229    1    0    0    1    1    1
fix    230    1    0    0    1    1    1
fix    231    1    0    0    1    1    1

```

solaio (carrelli fuori piano)

```

fix    2      1    0    1    1    1    1
fix    4      1    0    1    1    1    1
fix    6      1    0    1    1    1    1
fix    8      0    0    1    1    1    1
fix    9      0    0    1    1    1    1
fix    10     0    0    1    1    1    1
fix    11     0    0    1    1    1    1
fix    12     0    0    1    1    1    1
fix    13     0    0    1    1    1    1
fix    14     0    0    1    1    1    1
fix    15     0    0    1    1    1    1
fix    16     0    0    1    1    1    1
fix    17     0    0    1    1    1    1
fix    18     0    0    1    1    1    1
fix    19     0    0    1    1    1    1
fix    20     0    0    1    1    1    1
fix    21     0    0    1    1    1    1
fix    22     0    0    1    1    1    1
fix    23     0    0    1    1    1    1
fix    24     0    0    1    1    1    1
fix    25     0    0    1    1    1    1
fix    26     0    0    1    1    1    1
fix    27     0    0    1    1    1    1
fix    28     0    0    1    1    1    1
fix    30     1    0    1    1    1    1

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
fix      32      1      0      1      1      1      1
fix      34      1      0      1      1      1      1

#-----
# Definizione dei carichi
#-----

pattern Plain 1 Linear {          # Carichi verticali applicati ai portali
load 106 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 115 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 124 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 131 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 206 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 215 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 224 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;
load 231 0.0 0.0 [expr -$N*1000.0/2.0 - $w*$t*$h*$a/4000000.0] 0.0 0.0 0.0;

# Carichi orizzontali dovuti ai tiranti
load 105 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 106 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 130 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 131 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 205 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 206 0.0 [expr $T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 230 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 231 0.0 [expr -$T*1000.0] 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

#-----
# Output dei dati
#-----

recorder Node -file Risultati/disp_port1.txt -node 106 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_port2.txt -node 206 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/disp_sol.txt -node 21 -dof 2 disp;
recorder Node -file Risultati/react_port1.txt -node 100 107 118 125 -dof 2 reaction;
recorder Node -file Risultati/react_port2.txt -node 200 207 218 225 -dof 2 reaction;
recorder Element -file Risultati/axial_sol.txt -ele 70 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_vertbase.txt -node 108 -dof 3 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_vertbase.txt -ele 131 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_orizbase.txt -node 101 -dof 2 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_orizbase.txt -ele 153 axialForce;
recorder Node -file Risultati/disp_diagbase.txt -node 102 -dof 2 disp;
recorder Element -file Risultati/axial_diagbase.txt -ele 141 axialForce;

#-----
# ANALISI
#-----

puts      "SOLVING..."
set      startTime [clock clicks -milliseconds]
# Gravity-analysis parameters set Tol 1.0e-5 ;
set Niter 1000 ;          # numero massimo di iterazioni Newton
constraints Transformation; # how it handles boundary conditions
numberer RCM;           # renumber dof's to minimize band-width
system BandGeneral;     # how to store and solve the system of equations
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ; # determine if convergence has been achieved
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ; # updates tangent stiffness at every iteration
set NstepGravity 10;      # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static;         # define type of analysis static or transient
analyze $NstepGravity;   # apply gravity

#TIME HISTORY
loadConst -time 0.0; # hold gravity constant and restart time
set Tol 1.0e-6;      # convergence tolerance for test
set Niter 10000;    # numero massimo di iterazioni Newton
wipeAnalysis;      # clear previously-define analysis parameters
```

B.5. Caso D250RC

```

constraints Plain; # how it handles boundary conditions
numberer Plain; # renumber dof's to minimize band-width (optimization)
system BandGeneral; # how to store and solve the system of equations
test NormDispIncr $Tol $Niter 0 ;
#test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
#test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
algorithm KrylovNewton;
integrator Newmark 0.5 0.25

# define damping

set xDamp 0.02; # 2% damping ratio
set lambda1 [eigen 1]; # eigenvalue mode 1
set omega1 [expr pow($lambda1,0.5)];
set offset 4; # due Hz più del 1' modo
set omega2 [expr ($omega1/6.28+$offset)*6.28] ;
puts "1a frequenza =[expr $omega1/6.28]"; # plotta la prima frequenza
puts "2a frequenza =[expr $omega2/6.28]"; # plotta la seconda frequenza

set alphaM [expr ($omega1*$omega2*2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

set betaKcurr 0.0; # K-proportional damping +betaKcurr*KCurrent

set betaKcomm [expr (2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

puts "alphaM = $alphaM"
puts "betaKcomm = $betaKcomm"
set betaKinit 0.0; # initial-stiffness proportional damping + betaKinit*Kini

# define damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm; # RAYLEIGH damping

analysis Transient
set AccelY "Series -dt 0.01 -filePath sisma3.th -factor 1.03";
pattern UniformExcitation 4000 2 -accel $AccelY;
set DtAnalysis 0.001
set TmaxAnalysis 25
set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
analyze $Nsteps $DtAnalysis
puts "Analisi completata"
set finishTime [clock clicks -milliseconds];
set timeSeconds [expr ($finishTime-$startTime)/1000];
set timeMinutes [expr ($timeSeconds/60)];
set timeHours [expr ($timeSeconds/3600)];
set timeMinutes [expr ($timeMinutes - $timeHours*60)];
set timeSeconds [expr ($timeSeconds - $timeMinutes*60 - $timeHours*3600)];
puts "\n-----";
puts "TOTAL TIME TAKEN $timeHours:$timeMinutes:$timeSeconds";

#####
# SUBROUTINE UTILIZZATE #
#####

proc solaio {matID F1pm F2pm F3pm F4pm d1pm d2pm d3pm d4pm F1nm F2nm F3nm
F4nm d1nm d2nm d3nm d4nm rdispP rdispN rForceP rForceN uForceP uForceN} {

# Positive/Negative envelope Stress/Load
# stress1 stress2 stress3 stress4
set pEnvelopeStress [list [expr $F1pm*1000.0] [expr $F2pm*1000.0]
[expr $F3pm*1000.0] [expr $F4pm*1000.0]]
set nEnvelopeStress [list [expr $F1nm*1000.0] [expr $F2nm*1000.0]
[expr $F3nm*1000.0] [expr $F4nm*1000.0]]

# Positive/Negative envelope Strain/Deformation
# strain1 strain2 strain3 strain4
set pEnvelopeStrain [list $d1pm $d2pm $d3pm $d4pm]
set nEnvelopeStrain [list $d1nm $d2nm $d3nm $d4nm]

# Ratio of maximum deformation at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.

```

Appendice B. Listati di alcuni casi studio

```
set rDisp [list $rdispP $rdispN]

# Ratio of envelope force at which reloading begins
# Pos_env. Neg_env.
set rForce [list $rForceP $rForceN]

# Ratio of monotonic strength developed upon unloading
# Pos_env. Neg_env.
set uForce [list $uForceP $uForceN]

# Coefficients for Unloading Stiffness degradation
# gammaK1 gammaK2 gammaK3 gammaK4 gammaKLimit
set gammaK [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Reloading Stiffness degradation
# gammaD1 gammaD2 gammaD3 gammaD4 gammaDLimit
set gammaD [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

# Coefficients for Strength degradation
# gammaF1 gammaF2 gammaF3 gammaF4 gammaFLimit
set gammaF [list 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0]

set gammaE 10.0

# damage type (option: "energy", "cycle")
set dam "cycle"

# add the material to domain
uniaxialMaterial Pinching4 $matID [lindex $pEnvelopeStress 0]
[lindex $pEnvelopeStrain 0] [lindex $pEnvelopeStress 1]
[lindex $pEnvelopeStrain 1] [lindex $pEnvelopeStress 2]
[lindex $pEnvelopeStrain 2] [lindex $pEnvelopeStress 3]
[lindex $pEnvelopeStrain 3] [lindex $nEnvelopeStress 0]
[lindex $nEnvelopeStrain 0] [lindex $nEnvelopeStress 1]
[lindex $nEnvelopeStrain 1] [lindex $nEnvelopeStress 2]
[lindex $nEnvelopeStrain 2] [lindex $nEnvelopeStress 3]
[lindex $nEnvelopeStrain 3] [lindex $rDisp 0] [lindex $rForce 0]
[lindex $uForce 0] [lindex $rDisp 1] [lindex $rForce 1]
[lindex $uForce 1] [lindex $gammaK 0] [lindex $gammaK 1]
[lindex $gammaK 2] [lindex $gammaK 3] [lindex $gammaK 4]
[lindex $gammaD 0] [lindex $gammaD 1] [lindex $gammaD 2]
[lindex $gammaD 3] [lindex $gammaD 4] [lindex $gammaF 0]
[lindex $gammaF 1] [lindex $gammaF 2] [lindex $gammaF 3]
[lindex $gammaF 4] $gammaE $dam

puts "diagonali_ok"
}
```

Ringraziamenti

Un primo, doveroso, ringraziamento va subito al Prof. Ing. Roberto Scotta per i consigli, le correzioni e il sostegno vigoroso che ha fornito per il completamento di questo lavoro e nella ricerca di possibilità future per poterlo ampliare ed arricchire. Ringrazio però sinceramente anche l'Ing. Davide Trutalli e l'Ing. Luca Marchi per le preziose revisioni della Tesi e per i suggerimenti, sempre puntuali, che ho ricevuto per il suo svolgimento. Sono stato onorato di poter collaborare con questo gruppo di ricerca, perché in questi mesi ho potuto confrontarmi prima di tutto con delle *persone* vere e proprie, che uniscono la professione all'umanità, creando un ambiente sempre positivo e stimolante.

Un ringraziamento particolare va anche al Prof. Ing. Sergio Lagomarsino e alla Prof.ssa Ing. Serena Cattari dell'Università degli Studi di Genova per aver gentilmente accettato di revisionare questa Tesi ed esserne controrelatori.

Infine, giunto al traguardo di questi cinque anni, non vanno dimenticate le persone che mi hanno sostenuto in questo tempo un po' faticoso, ma sempre appassionante e formativo. Perciò, grazie a tutta la mia famiglia per i consigli, il sostegno, l'affetto, l'energia e il vigore trasmessi per andare avanti anche nelle situazioni più difficili: sento di essere sempre molto fortunato nell'aver alle mie spalle tutti loro. Grazie a tutti i colleghi ed amici, sia a chi ha condiviso con me questi anni di duro lavoro, sia a chi invece ha reso le mie estati un po' più vivaci: spero che questi rapporti possano accrescersi ed approfondirsi in futuro, perché ancora molto è da costruire...in tutti i sensi!

Bibliografia

- [1] J. Aleman, G. Mosqueda, A. Whittaker, *Seismic Analysis of multi-storey unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms*, Technical Report MCEER-15-0001, 2015
- [2] C. Allen, M. J. Masia, A. W. Page, M. C. Griffith, H. Derakhshan, *Cyclic in-plane shear testing of unreinforced masonry walls with openings*, Proceedings of the 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering, Sydney, 2015
- [3] C. Baldessari, *In-plane behaviour of differently refurbished timber floors*, Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Trento, 2010
- [4] D. Benedetti, M. Tomazevic, *Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura*, Ingegneria sismica, 1, 9-16, 1984
- [5] N. Bertin, *Effetti del rinforzo di solai in legno nel miglioramento sismico di edifici esistenti in muratura. Modellazione numerica delle pareti*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Padova, 2015
- [6] M. Betti, L. Galano, A. Vignoli, *Comparative Analysis on the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms*, Engineering structures, 61, 195-208, 2014
- [7] K. Beyer, *Peak and residual strengths of brick masonry spandrels*, Engineering structures, 41, 533-547, 2012
- [8] A. Brignola, S. Podestà, S. Pampanin, *In-plane stiffness of wooden floors*, NZSEE Conference, 2008
- [9] C. Calderini, S. Cattari, S. Lagomarsino, *In-plane strength of unreinforced masonry piers*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38, 243-267, 2008
- [10] I. Calìò, M. Marletta, B. Pantò, *Un macro-elemento in grado di cogliere il comportamento nel piano e fuori piano di pareti murarie*, XII Convegno ANIDIS, Pisa, 2007
- [11] I. Calìò, M. Marletta, B. Pantò, *A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings*, Engineering Structures, Vol. 40, 327-338, 2012

Bibliografia

- [12] G. Canesso, *Simulazioni numeriche degli effetti del rinforzo di solai in legno nel miglioramento sismico di edifici in muratura*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Padova, 2016
- [13] S. Cattari, D. Camilletti, S. Marino, S. Lagomarsino, *Valutazione della risposta sismica di edifici in muratura irregolari in pianta e con solai flessibili*, XVI Convegno ANIDIS, L'Aquila 2015
- [14] P. Cirone, *Restauro strutturale delle murature. Manuale di riparazione e consolidamento*, Dario Flaccovio Editore, 2011
- [15] Consiglio Nazionale delle Ricerche, CNR-DT 200 R1, *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati*, 2013
- [16] A. C. Costley, D. P. Abrams, *Dynamic response of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms*, Technical Report NCEER-96-0001, 1996
- [17] L. De Tomasi, *Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura con solai lignei*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Padova, 2015
- [18] European Committee for Standardization (CEN), *EN 1990 Eurocode - Basis of structural design*
- [19] European Committee for Standardization (CEN), *EN 1998 Eurocode - Design of structures for earthquake resistance*
- [20] R. Fabian, *Valutazione numerica e analitica della rigidezza nel piano di solai in legno*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Padova, 2016
- [21] M. Gallonelli, *Dynamic response of masonry buildings with rigid or flexible floors*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Pavia, 2007
- [22] N. Gattesco, L. Macorini, F. Benussi, *Retrofit of wooden floors for the seismic adjustment of historical buildings with high reversible techniques*, XII Convegno ANIDIS, Pisa, 2007
- [23] N. Gattesco, L. Macorini, A. Dudine, *Experimental response of brick-masonry spandrels under in-plane cyclic loading*, Journal of Structural Engineering, 142 (2), DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001418, 2016
- [24] P. Gelfi, SIMQKE_GR Version 2.7, Università degli Studi di Brescia, 2012. Disponibile al link: <http://dicata.ing.unibs.it/gelfi>
- [25] I. Giongo, *Role of timber diaphragms in the seismic response of unreinforced masonry (URM) buildings*, Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Trento, 2013
- [26] I. Giongo, D. Dizhur, R. Tomasi, J. M. Ingham, *Field testing of flexible timber diaphragms in an existing vintage URM building*, Journal of Structural Engineering, 141 (1), DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001045, 2015

- [27] Gruppo Sismica s.r.l., *Manuale teorico 3D-Macro*, 2010
- [28] K. W. Johansen, *Theory of timber connections*, International Association of Bridge and Structural Engineering, 249–262, 1949
- [29] A. Lonardi, *Effetti del consolidamento dei solai lignei sulla risposta sismica di edifici in muratura*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Padova, 2015
- [30] G. Magenes, G.M. Calvi, *Cyclic behaviour of brick masonry walls*, Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, 1992
- [31] G. Magenes, G.M. Calvi, *In-plane seismic response of brick masonry walls*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 1091-1112, 1997
- [32] G. Magenes, *Edifici con struttura in muratura*, IX corso di aggiornamento professionale dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bergamo, 2003
- [33] L. Marchi, R. Scotta, L. Pozza, *Experimental and theoretical evaluation of TCC connections with inclined self-tapping screws*, Materials and Structures, DOI: 10.1617/s11527-017-1047-1, 2017
- [34] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, G. L. Fenves et al., *Open System for Earthquake Engineering Simulation. User command-language manual*, Università di Berkeley, 2009
- [35] *Norme Tecniche per le Costruzioni* (D.M. 14/01/2008) e relativa *Circolare di applicazione* 2/02/2009
- [36] Y. Nakamura, H. Derakhshan, G. Magenes, M. C. Griffith, *Influence of diaphragm flexibility on seismic response of unreinforced masonry buildings*, Journal of Earthquake Engineering, 26, DOI: 10.1080/13632469.2016.1190799, 2016
- [37] M. P. Newcombe, W. A. van Beerschoten, D. Carradine, S. Pampanin, A. H. Buchanan, *In-Plane Experimental Testing of Timber-Concrete Composite Floor Diaphragms*, Journal of Structural Engineering, 136 (11), 1461-1468, 2010
- [38] E. Ongaretto, L. Pozza, M. Savoia, *Wood-based solutions to improve quality and safety against seismic events in conservation of historical buildings*, International Journal for Quality Research, 10 (1), 17-46, 2016
- [39] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri, n. 3274/2003
- [40] B. Pantò, *La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale*, Tesi di dottorato, Università degli Studi di Catania, 2006
- [41] J. Paquette, M. Bruneau, *Pseudo-dynamic testing of unreinforced masonry building with flexible diaphragm*, Journal of Structural Engineering, 129 (6), 708-716, 2003
- [42] M. Piazza, G. Turrini, *Una tecnica di recupero statico dei solai in legno*, Recuperare, 5, 224-237, Milano, 1983

Bibliografia

- [43] M. Piazza, C. Baldessari, R. Tomasi, *The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings*, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pechino, 2008
- [44] M. H. Scott, G. L. Fenves. *A Krylov subspace accelerated Newton algorithm: application to dynamic progressive collapse simulation of frames*, Journal of Structural Engineering, 473-480, 2010
- [45] G. Rinaldin, C. Amadio, N. Gattesco, *Review of experimental cyclic tests on unreinforced and strengthened masonry spandrels and numerical modelling of their cyclic behaviour*, Engineering structures, 132, 609-623, 2017
- [46] R. Scotta, D. Trutalli, L. Marchi, L. Pozza, *Seismic response of masonry buildings with alternative techniques for in-plane strengthening of timber floors*, XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation (CINPAR), Porto, 2016
- [47] R. Scotta, D. Trutalli, L. Marchi, L. Pozza, *Effects of in-plane strengthening of timber floors in the seismic response of existing masonry buildings*, World Conference on Timber Engineering (WCTE), Vienna, 2016
- [48] C. C. Simsir, M. A. Aschheim, D. P. Abrams, *Out-of-plane dynamic response of unreinforced masonry bearing walls attached to flexible diaphragms*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004
- [49] M. Tondelli, K. Beyer, M. DeJong, *Influence of boundary conditions on the out-of-plane response of brick masonry walls in buildings with RC slabs*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, DOI: 10.1002/eqe.2710, 2016
- [50] M. Tonon, *Effetti dell'utilizzo di diverse tecniche di recupero dei solai lignei sulla risposta sismica di edifici esistenti in muratura*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Padova, 2016
- [51] D. Trutalli, L. Marchi, R. Scotta, L. Pozza, *Dynamic simulation of an irregular masonry building with different rehabilitation methods applied to timber floors*. 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rodi, 2017.
- [52] V. Turnšek, F. Cacovic, *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*, Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 149-156, 1971
- [53] V. Turnšek, P. Sheppard, *The shear and flexural resistance of masonry walls*, Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering, 517-573, 1980
- [54] J. Vaculik, M. Griffith, *Shaketable tests on masonry walls in two-way bending*, Australian Earthquake Engineering Society Conference, Wollongong, NSW, Australia, 2007

- [55] J. Vaculik, E. Lumantarna, M.C. Griffith, N.T.K. Lam, J. Wilson, *Out-of-plane seismic response of unreinforced masonry walls: an overview of research in Australia*, Proceedings of the 14th International Brick Masonry Conference, Sydney, 2008

- [56] M. R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena, *In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings*, Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE), Riva del Garda, 2010.