



UNIVERSITÀ
DI PAVIA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

ANALISI NUMERICA DELLA RISPOSTA SISMICA FUORI DAL
PIANO DI PARETI IN MURATURA SOGGETTE A INPUT
DIFFERENZIALE TRAMITE MODELLAZIONE DEM

Candidato: Giorgia Riboni

Relatore: Prof. Ing. Francesco Graziotti

Correlatori:

Ing. Marta Bertassi

Dr. Ing. Nicolò Damiani

A.A. 2025/2026

SOMMARIO

La vulnerabilità sismica delle strutture in muratura rappresenta una problematica di rilevante importanza nell'ambito dell'ingegneria strutturale, in particolare per quanto riguarda i meccanismi di collasso fuori dal piano delle pareti murarie. Tali meccanismi costituiscono infatti una delle principali cause di danneggiamento e collasso durante gli eventi sismici, soprattutto negli edifici esistenti caratterizzati da connessioni non efficaci tra pareti e solai.

Negli ultimi anni numerosi studi sperimentali hanno investigato il comportamento dinamico delle pareti murarie attraverso prove su tavola vibrante, evidenziando l'influenza di diversi fattori geometrici e meccanici sulla risposta fuori dal piano. Parallelamente, la modellazione numerica ha assunto un ruolo sempre più rilevante nello studio di tali fenomeni, consentendo di analizzare il comportamento strutturale mediante approcci avanzati di simulazione.

La presente tesi analizza il comportamento fuori dal piano di pareti murarie a singolo paramento mediante un approccio integrato basato su dati sperimentali e modellazione numerica. In particolare, viene sviluppato un modello numerico mediante il software *3DEC*, basato sul metodo agli elementi discreti (Discrete Element Method, DEM), al fine di riprodurre i risultati di prove sperimentali su tavola vibrante disponibili in letteratura.

Successivamente, il modello numerico validato viene utilizzato per investigare l'influenza di differenti configurazioni di input sismico applicato alla base e alla sommità della parete, con l'obiettivo di valutare gli effetti dell'input differenziale sulla risposta dinamica e sull'attivazione dei meccanismi di collasso fuori dal piano.

ABSTRACT

The seismic vulnerability of masonry structures represents a major issue in structural engineering, particularly with reference to out-of-plane (OOP) failure mechanisms of masonry walls. These mechanisms are among the most common causes of damage and collapse during earthquakes, especially in existing buildings characterized by weak connections between walls and floors.

In recent years, several experimental studies have investigated the dynamic behavior of masonry walls through shaking table tests, highlighting the influence of geometrical and mechanical parameters on the out-of-plane response. At the same time, numerical modeling has become an essential tool for analyzing these phenomena, allowing researchers to simulate complex structural behaviors through advanced computational methods.

This thesis investigates the out-of-plane behavior of a single-leaf masonry wall through an integrated approach based on experimental evidence and numerical modeling. In particular, a numerical model is developed using the software 3DEC, which is based on the Discrete Element Method (DEM), in order to reproduce the results of shaking table tests available in the literature.

Once validated against the experimental data, the numerical model is used to analyze the influence of different seismic input configurations applied at the base and at the top of the wall. The aim is to evaluate the effects of differential seismic input on the dynamic response and on the activation of out-of-plane failure mechanisms.

INDICE

INDICE FIGURE	x
INDICE TABELLE	xiv
1 INTRODUZIONE	16
1.1 STATO DELL'ARTE	16
1.2 OBIETTIVI DELLA TESI	19
2 COMPORTAMENTO FUORI DAL PIANO DI PARETI: CASO STUDIO, MODELLAZIONE NUMERICA E VALIDAZIONE	22
2.1 CAMPAGNA SPERIMENTALE	22
2.1.1 Inquadramento del caso studio	22
2.1.2 Descrizione del riferimento sperimentale	24
2.2 MODELLAZIONE NUMERICA DELLA PARETE MURARIA	26
2.2.1 Metodo agli elementi discreti e software 3DEC	27
2.2.2 Definizione del modello numerico	29
2.2.3 Proprietà meccaniche e modelli costitutivi	30
2.2.4 Formulazione cinematica e strategie numeriche	33
2.2.5 Condizioni al contorno	35
2.3 ANALISI MODALE	37
2.3.1 Risultati dell'analisi modale e scelta della discretizzazione delle interfacce ...	37
2.4 ANALISI PUSHOVER	40
2.4.1 Procedura di analisi	40
2.4.2 Risultati	41
2.5 ANALISI DINAMICHE NON LINEARI	43
2.5.1 Impostazione delle analisi	43
2.5.2 Time history degli spostamenti	46
2.5.3 Curve di capacità	49

2.5.4	Curve isteretiche.....	51
3	CALIBRAZIONE AVANZATA DEL MODELLO NUMERICO.....	54
3.1	PREMESSA	54
3.2	EFFETTO DELLA STRATEGIA DI SMORZAMENTO NUMERICO	55
3.2.1	Motivazioni e implementazione numerica	55
3.2.2	Risultati e discussione	55
3.3	EFFETTO DEL LEGAME COSTITUTIVO	60
3.3.1	Motivazioni e implementazione numerica	60
3.3.2	Risultati e discussione	61
3.4	EFFETTO DELLA RIDUZIONE DELLA RIGIDEZZA ELASTICA DEI GIUNTI 65	
3.4.1	Motivazioni e implementazione numerica	66
3.4.2	Risultati e discussione	67
3.5	SCELTA DELLA CONFIGURAZIONE FINALE	71
4	ANALISI PARAMETRICA DELLA RISPOSTA FUORI DAL PIANO MEDIANTE ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI	74
4.1	CASO STUDIO E DEFINIZIONE DEGLI INPUT SISMICI.....	74
4.2	RISPOSTA DEL MODELLO CON INPUT UNIFORME	80
4.2.1	Configurazioni analizzate e criteri di elaborazione.....	80
4.2.2	Curve di capacità in funzione delle misure di intensità e discussione dei risultati 82	
5	ANALISI DELLA RISPOSTA FUORI DAL PIANO MEDIANTE INPUT DIFFERENZIALE	86
5.1	STUDI SULLA RISPOSTA FUORI DAL PIANO CON INPUT DIFFERENZIALE 86	
5.2	DEFINIZIONE DELLA CONFIGURAZIONE CON INPUT DIFFERENZIALE. 87	
5.2.1	Determinazione della componente deformativa della risposta fuori dal piano 88	
5.3	RISPOSTA DEL MODELLO CON INPUT DIFFERENZIALE.....	90

5.3.1	Configurazioni analizzate e criteri di elaborazione.....	90
5.3.2	Confronto della risposta tra input uniforme e differenziale	92
5.3.3	Interpretazione dei risultati mediante misure di intensità differenziali	95
5.3.4	Influenza della componente di rotazione rigida sulla misura della risposta	98
5.3.5	Discussione complessiva dei risultati.....	100
6	CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI	104
6.1	CONCLUSIONI.....	104
6.2	SVILUPPI FUTURI.....	107
	Bibliografia.....	110

INDICE FIGURE

Figura 1.1: Collasso di pareti murarie a seguito del terremoto di Christchurch (Nuova Zelanda, 22 febbraio 2011, Mw 6,2).....	16
Figura 2.1: Evoluzione del comportamento fuori dal piano di una parete muraria: (a) configurazione integra, (b) formazione delle fessure e individuazione dei blocchi murari, (c) attivazione del meccanismo di rocking. Adattata da Sorrentino et al. [9].....	23
Figura 2.2: Caratteristiche geometriche del provino singolo paramento testato (sinistra), posizione della strumentazione di misura rilevante ai fini del presente lavoro (destra). Adattata da Graziotti et al. [7].	24
Figura 2.3: Rappresentazione schematica dell'approccio DEM implementato in 3DEC [5]. Adattata da Damiani et al. [14].	28
Figura 2.4: Confronto tra il modello numerico sviluppato in 3DEC (sinistra) e il corrispondente provino sperimentale utilizzato nella campagna di prova di Graziotti et al. [7] (destra).....	29
Figura 2.5: Rappresentazione schematica del modello CMS: (a) comportamento in trazione; (b) comportamento a taglio; (c) comportamento in compressione; (d) superficie di snervamento composita. Adattata da Oktiovan et al. [15].	31
Figura 2.6: Rappresentazione schematica del modello costitutivo TSC Linear adottato per le interfacce dei giunti murari.	32
Figura 2.7: Andamento qualitativo dei rapporti di smorzamento in funzione della frequenza.....	35
Figura 2.8: Schema delle condizioni al contorno adottate nel modello numerico.	36
Figura 2.9: Primi tre modi di vibrare del modello numerico per la configurazione SIN_03_00 con 3 sottocontatti nello spessore.....	39
Figura 2.10: Algoritmo utilizzato per la costruzione della curva di capacità nell'analisi pushover. Adattata da Gobbin [18].....	41
Figura 2.11: Curva di capacità ottenuta mediante analisi pushover del modello DEM [6] relativo alla configurazione SIN_01_00, confrontata con le rappresentazioni analitiche bilineari RB e con il modello trilineare SDOF proposti da Tomassetti et al. [3].....	42
Figura 2.12: Geometria del modello numerico (sinistra) e individuazione delle interfacce con resistenza a trazione e coesione nulla (destra).	44
Figura 2.13: Schema di applicazione dell'input dinamico nel modello numerico.....	45
Figura 2.14: Posizione della strumentazione utilizzata per il confronto numerico-sperimentale.	47

Figura 2.15: Confronto tra le storie temporali degli spostamenti sperimentali e numerici nei punti di misura WP13, WP14 e WP15 per quattro livelli rappresentativi della sequenza sperimentale Gr_1 (40%, 160%, 300% e 350%).	48
Figura 2.16: Sovrapposizione delle time history accelerometriche sperimentali associate agli input Gr_1 350% e Gr_2 200%.	49
Figura 2.17: Confronto tra le curve di capacità sperimentali e numeriche in termini di PGA e massimo spostamento relativo di WP13, WP14 e WP15.	50
Figura 2.18: Schema adottato per la determinazione della forza equivalente sperimentale. ...	51
Figura 2.19: Confronto tra le curve isteretiche sperimentali e numeriche.	52
Figura 3.1: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8% per l'input Gr_1 40%.	56
Figura 3.2: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8% per l'input Gr_1 250%.	57
Figura 3.3: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8% per l'input Gr_1 300%.	57
Figura 3.4: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8% per l'input Gr_1 350%.	58
Figura 3.5: Confronto tra le curve di capacità espresse in termini di PGA e spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8%.	59
Figura 3.6: Confronto tra le curve isteretiche ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8%.	60
Figura 3.7: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS per l'input Gr_1 40%.	62
Figura 3.8: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS per l'input Gr_1 160%.	62
Figura 3.9: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS per l'input Gr_1 300%.	63
Figura 3.10: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS per l'input Gr_1 350%.	64
Figura 3.11: Confronto tra le curve di capacità espresse in termini di PGA e spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS.	64
Figura 3.12: Confronto tra le curve isteretiche ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS.	65

Figura 3.13: Confronto tra le curve forza-spostamento ottenute variando la discretizzazione della parete e la rigidezza elastica dei giunti.....	66
Figura 3.14: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti per l'input Gr_1 40%.	67
Figura 3.15: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti per l'input Gr_1 160%.	68
Figura 3.16: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti per l'input Gr_1 300%.	68
Figura 3.17: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti per l'input Gr_1 350%.	69
Figura 3.18: Confronto tra le curve di capacità espresse in termini di PGA e spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti.	70
Figura 3.19: Confronto tra le curve isteretiche ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti.	71
Figura 4.1: Procedura adottata per la definizione degli input sismici utilizzati nelle analisi numeriche, a partire dallo spettro elastico di progetto fino all'implementazione degli input cinematici nel modello 3DEC [4].....	75
Figura 4.2: Configurazioni di input uniforme considerate nelle analisi numeriche.	81
Figura 4.3: Risposta fuori dal piano in funzione di PBA, PTA e a_{media} per le analisi con input uniforme.	82
Figura 5.1: Schema della scomposizione della risposta fuori dal piano nel punto di monitoraggio e definizione delle grandezze MHD e MHD_{Δ} con evidenza del contributo associato alla rotazione rigida.....	89
Figura 5.2: Configurazioni di input differenziale reale considerate nelle analisi numeriche... ..	91
Figura 5.3: Configurazioni di input differenziale amplificato considerate nelle analisi numeriche.	92
Figura 5.4: Confronto tra input uniforme e input differenziale reale in funzione di PBA, PTA e a_{media}	93

Figura 5.5: Confronto tra input uniforme, differenziale reale e differenziale amplificato in funzione di PBA, PTA e a_{media}	94
Figura 5.6: Risposta per input differenziale reale in funzione di PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff} ...	97
Figura 5.7: Confronto tra input differenziale reale e amplificato in funzione di PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff}	97
Figura 5.8: Confronto della risposta con e senza rimozione della componente di rotazione rigida in funzione di PBA, PTA e a_{media}	99
Figura 5.9: Confronto della risposta con e senza rimozione della componente di rotazione rigida in funzione di PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff}	100

INDICE TABELLE

Tabella 2.1: Proprietà meccaniche della muratura adottate nel modello DEM implementato in 3DEC [6].	30
Tabella 2.2: Parametri del modello costitutivo TSC Linear.	33
Tabella 2.3: Confronto qualitativo tra le principali strategie di smorzamento considerate nelle analisi numeriche.....	34
Tabella 2.4: Frequenza fondamentale e periodo proprio ottenuti dall'analisi modale al variare del numero di sottocontatti nello spessore della parete.	38
Tabella 2.5: Sequenza degli input dinamici considerati nelle analisi numeriche.	45
Tabella 4.1: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi spettro-compatibili relativi al piano terra (GF).....	77
Tabella 4.2: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al primo piano (F1) ottenuti mediante modello SDOF elastico.....	77
Tabella 4.3: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al secondo piano (F2) ottenuti mediante modello SDOF elastico.	77
Tabella 4.4: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al terzo piano (F3) ottenuti mediante modello SDOF elastico.....	78
Tabella 4.5: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al primo piano (F1) ottenuti mediante modello SDOF non lineare.	78
Tabella 4.6: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al secondo piano (F2) ottenuti mediante modello SDOF non lineare.....	79
Tabella 4.7: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al terzo piano (F3) ottenuti mediante modello SDOF non lineare.	79

1 INTRODUZIONE

1.1 STATO DELL'ARTE

Gli edifici in muratura ordinaria (Unreinforced Masonry, URM) costituiscono una quota significativa del patrimonio edilizio esistente a livello mondiale e risultano particolarmente vulnerabili alle azioni sismiche, essendo stati realizzati prevalentemente prima dell'introduzione delle moderne normative antisismiche. Numerose osservazioni post-sisma hanno evidenziato la frequente attivazione di meccanismi locali di collasso fuori dal piano (Out-of-Plane, OOP), che possono determinare conseguenze particolarmente rilevanti in termini di sicurezza (Figura 1.1).



Figura 1.1: Collasso di pareti murarie a seguito del terremoto di Christchurch (Nuova Zelanda, 22 febbraio 2011, Mw 6,2).

A differenza del comportamento nel piano delle pareti (In-Plane, IP), caratterizzato prevalentemente da meccanismi di taglio e pressoflessione, la risposta fuori dal piano può svilupparsi secondo differenti meccanismi, la cui attivazione dipende dalle caratteristiche geometriche dell'elemento e, soprattutto, dalle condizioni di vincolo e dall'efficacia delle connessioni con gli elementi strutturali adiacenti.

In particolare, possono essere distinti meccanismi di ribaltamento a mensola (cantilever), meccanismi di flessione monodirezionale (one-way bending) e meccanismi di flessione bidirezionale (two-way bending). Nei meccanismi one-way bending la risposta si sviluppa

prevalentemente lungo una sola direzione, mentre la presenza di efficaci vincoli sia lungo i bordi orizzontali sia lungo quelli verticali può determinare l'attivazione di un comportamento two-way bending [1].

L'effettiva configurazione del meccanismo fuori dal piano è quindi strettamente legata alle condizioni al contorno della parete. L'efficacia delle connessioni tra pareti ortogonali e tra pareti e orizzontamenti può favorire un comportamento maggiormente solidale dell'organismo strutturale, mentre collegamenti insufficienti possono facilitare l'attivazione di meccanismi locali. Un caso di particolare interesse è inoltre rappresentato dai timpani murari (gable walls), elementi generalmente caratterizzati da elevata snellezza, ridotti livelli di carico verticale e collocazione nella parte sommitale dell'edificio, la cui risposta fuori dal piano risulta fortemente influenzata dalle condizioni di vincolo e dall'interazione con la struttura di copertura [2].

Nell'ambito dei diversi meccanismi fuori dal piano, la progressiva apertura dei giunti può determinare la formazione di macroblocchi e l'attivazione di una risposta di tipo rocking. Tale fenomeno è caratterizzato da un moto oscillatorio dei macroblocchi, accompagnato dall'apertura e chiusura dei giunti, da grandi rotazioni e da possibili fenomeni di scorrimento, perdita e successivo ripristino del contatto. La risposta assume pertanto un carattere fortemente non lineare, con meccanismi dissipativi associati, tra gli altri, all'attrito e agli impatti tra gli elementi murari. Nell'ambito dei meccanismi di flessione monodirezionale, il rocking e la progressiva evoluzione della risposta dinamica sono stati ampiamente investigati mediante studi sperimentali e numerici [3].

Le prove sperimentali su tavola vibrante hanno fornito negli ultimi anni un contributo determinante alla comprensione della risposta dinamica fuori dal piano delle pareti murarie. Tali sperimentazioni consentono di osservare direttamente l'evoluzione dei meccanismi di danno e di collasso sotto azioni sismiche controllate, fornendo dati sperimentali indispensabili per la validazione dei modelli numerici. In particolare, campagne sperimentali dedicate a pareti soggette a flessione monodirezionale e bidirezionale hanno permesso di approfondire l'influenza delle condizioni al contorno e dei vincoli sulla risposta fuori dal piano [1], [3].

Parallelamente allo sviluppo delle attività sperimentali, sono stati proposti diversi approcci numerici per l'analisi della risposta sismica delle strutture in muratura, tra cui i modelli a telaio equivalente, i modelli agli elementi finiti (Finite Element Method, FEM) e i modelli agli elementi discreti (Discrete Element Method, DEM). Tra questi ultimi, il metodo DEM risulta

particolarmente adatto allo studio dei meccanismi fuori dal piano, poiché consente di rappresentare esplicitamente le unità murarie e le relative interazioni mediante leggi di contatto non lineari, riproducendo fenomeni quali apertura e chiusura dei giunti, perdita e ripristino del contatto, scorrimento e formazione di macroblocchi. Per tali caratteristiche, il DEM costituisce uno strumento particolarmente efficace per l'analisi della risposta dinamica discontinua delle pareti murarie ed è l'approccio numerico adottato nel presente lavoro di tesi.

Nonostante i significativi progressi raggiunti nella modellazione numerica, permangono alcune criticità legate alla definizione delle proprietà meccaniche della muratura, alla rappresentazione dei fenomeni dissipativi e alla calibrazione dei parametri numerici rispetto ai dati sperimentali. La validazione sperimentale assume pertanto un ruolo fondamentale per verificare la capacità dei modelli di riprodurre i principali aspetti della risposta osservata e per definirne opportunamente i parametri.

Nelle analisi sperimentali e numeriche della risposta fuori dal piano, l'azione dinamica viene frequentemente rappresentata assumendo lo stesso moto alla base e alla sommità dell'elemento. Tale ipotesi costituisce una semplificazione utile per lo studio della risposta della parete, ma non consente di rappresentare il moto relativo che può svilupparsi tra differenti livelli di un edificio durante un evento sismico.

La risposta dinamica globale della struttura e l'interazione tra pareti e orizzontamenti possono infatti determinare una modifica e un'amplificazione del moto ai diversi livelli dell'edificio, generando azioni differenti alla base e alla sommità degli elementi murari. Questo aspetto assume particolare rilevanza per elementi collocati nelle porzioni superiori dell'edificio, come i timpani murari (gable walls), per i quali l'interazione con la struttura di copertura e la relativa rigidità possono determinare significative differenze tra i moti agenti ai due estremi [2]. Ne consegue che la rappresentazione della risposta fuori dal piano mediante un input uniforme può non cogliere completamente gli effetti associati alla diversa domanda sismica trasmessa ai due estremi della parete.

Negli ultimi anni, numerose campagne sperimentali e successive attività di modellazione numerica hanno contribuito ad approfondire la risposta sismica fuori dal piano delle pareti in muratura. Nell'ambito dei meccanismi di flessione monodirezionale, *Tomassetti et al.* [3] hanno sviluppato e calibrato un modello equivalente a singolo grado di libertà (Single Degree of Freedom, SDOF) sulla base dei risultati di prove dinamiche su pareti in muratura soggette a one-way bending, in grado di riprodurre le principali caratteristiche della risposta fuori dal

piano. Tale modello ha costituito il riferimento per successivi studi finalizzati alla valutazione della domanda sismica agente sugli elementi murari.

In particolare, *Bertassi et al.* [4] hanno confrontato le procedure normative per la valutazione della risposta fuori dal piano con i risultati ottenuti mediante il modello SDOF calibrato da *Tomassetti et al.* [3], considerando accelerogrammi di piano derivati dalla risposta dinamica globale dell'edificio. A tal fine, la risposta della struttura è stata rappresentata mediante modelli equivalenti a singolo grado di libertà, utilizzati per ricavare accelerogrammi amplificati rappresentativi dei diversi livelli dell'edificio [5]. Tali accelerogrammi sono stati quindi impiegati come input del modello SDOF rappresentativo della parete fuori dal piano [3].

Questo approccio consente di tenere conto dell'amplificazione del moto sismico lungo l'altezza dell'edificio e della conseguente variazione della domanda agente sulle pareti collocate ai diversi livelli. Tuttavia, l'applicazione di un singolo accelerogramma di piano al modello della parete non consente di rappresentare direttamente la possibile differenza tra i moti agenti contemporaneamente alla base e alla sommità dello stesso elemento murario. La caratterizzazione di tale differenza costituisce pertanto un ulteriore aspetto da approfondire nella valutazione della risposta fuori dal piano.

Alla luce di tali considerazioni, la corretta rappresentazione della risposta fuori dal piano richiede non solo modelli numerici opportunamente calibrati e validati rispetto ai risultati sperimentali, ma anche una descrizione adeguata della domanda sismica effettivamente trasmessa all'elemento murario. In tale prospettiva, lo studio dell'input differenziale, inteso come applicazione di storie temporali differenti alla base e alla sommità della parete, consente di approfondire l'influenza del moto relativo tra i due estremi sulla risposta dinamica fuori dal piano.

1.2 OBIETTIVI DELLA TESI

Alla luce delle problematiche discusse nella sezione precedente, il presente lavoro di tesi si inserisce nel filone di ricerca dedicato allo studio del comportamento fuori dal piano delle pareti murarie non armate soggette ad azioni sismiche. L'obiettivo generale della ricerca consiste nello sviluppo, nella calibrazione e nell'applicazione di un modello numerico tridimensionale agli elementi discreti con il software 3DEC [6], finalizzato all'analisi della risposta dinamica di pareti murarie soggette a meccanismi di tipo one-way bending.

L'attività di ricerca è stata sviluppata secondo due fasi principali. In una prima fase è stato realizzato e calibrato un modello numerico della parete sperimentale a singolo paramento

(single-leaf) testata da *Graziotti et al.* [7], al fine di verificarne la capacità di riprodurre il comportamento osservato durante le prove dinamiche su tavola vibrante. La validazione del modello è stata effettuata mediante il confronto tra risultati numerici e sperimentali in termini di spostamenti, curve di capacità e cicli isteretici.

Completata la fase di validazione, il modello numerico è stato impiegato come strumento di indagine per analizzare la risposta fuori dal piano della parete in presenza di differenti configurazioni di input sismico. Inizialmente, sono stati considerati accelerogrammi applicati uniformemente alla base e alla sommità della parete, al fine di valutare l'influenza della variabilità del moto sismico e dell'amplificazione della risposta strutturale al variare del livello dell'edificio. Successivamente, l'analisi è stata estesa al caso di input differenziale, imponendo accelerogrammi differenti alla base e in sommità del pannello, con l'obiettivo di valutare gli effetti della differenza tra i moti applicati ai due estremi della parete, approfondire il ruolo assunto dalla combinazione dei segnali applicati e individuare misure di intensità maggiormente rappresentative della risposta fuori dal piano.

Particolare attenzione è stata inoltre rivolta all'influenza delle ipotesi geometriche adottate nella modellazione numerica. A tal fine, le analisi preliminari sono state condotte considerando sia la formulazione Small Strain (SS) sia la formulazione Large Strain (LS), al fine di valutare il ruolo delle non linearità geometriche nella risposta dinamica del sistema e individuare l'approccio più idoneo per le successive analisi dinamiche.

La tesi è articolata in sei capitoli. Dopo il presente capitolo introduttivo, il Capitolo 2 descrive il caso studio, la campagna sperimentale di riferimento, il modello numerico sviluppato in ambiente 3DEC [6] e il processo di validazione mediante confronto con i risultati sperimentali. Il Capitolo 3 è dedicato alla calibrazione avanzata del modello numerico, nella quale vengono confrontate differenti strategie di modellazione e legami costitutivi, al fine di individuare la configurazione in grado di riprodurre con maggiore accuratezza il comportamento sperimentale. Il Capitolo 4 presenta l'analisi parametrica della risposta fuori dal piano ottenuta mediante accelerogrammi naturali spettro-compatibili applicati secondo una configurazione di input uniforme, discutendo l'efficacia di differenti misure di intensità nella descrizione della risposta della parete. Il Capitolo 5 estende l'analisi al caso di input differenziale, introducendo le motivazioni teoriche dell'approccio adottato e valutando gli effetti della non uniformità del moto e delle differenti combinazioni di segnali applicati alla base e alla sommità sulla risposta dinamica fuori dal piano, nonché la capacità di differenti misure di intensità di rappresentarne

l'evoluzione. Infine, il Capitolo 6 riassume i principali risultati conseguiti, evidenziando le conclusioni del lavoro e i possibili sviluppi futuri della ricerca.

2 COMPORTAMENTO FUORI DAL PIANO DI PARETI: CASO STUDIO, MODELLAZIONE NUMERICA E VALIDAZIONE

2.1 CAMPAGNA SPERIMENTALE

La validazione di un modello numerico richiede il confronto con risultati sperimentali ottenuti in condizioni controllate e adeguatamente documentate. Nel presente lavoro il riferimento sperimentale è costituito dalla campagna di prove su tavola vibrante condotta da *Graziotti et al.* [7], dedicata allo studio della risposta fuori dal piano di pareti in muratura non armata soggette ad azioni sismiche.

Nelle sottosezioni seguenti viene dapprima inquadrato il caso studio, con particolare riferimento al meccanismo di collasso fuori dal piano oggetto dell'analisi, e successivamente viene descritta la campagna sperimentale utilizzata come riferimento per la calibrazione e la validazione del modello numerico sviluppato in ambiente 3DEC [6]. In particolare, sono richiamate le principali caratteristiche geometriche e meccaniche del provino, la configurazione sperimentale, la strumentazione di misura e il programma delle prove dinamiche, che costituiscono la base per le analisi numeriche presentate nei capitoli successivi.

2.1.1 Inquadramento del caso studio

I meccanismi di risposta fuori dal piano delle pareti murarie possono essere classificati in funzione della direzione della flessione e delle condizioni di vincolo. In particolare, si distinguono il comportamento a flessione verticale, il comportamento a flessione orizzontale e le configurazioni bidirezionali. Nel caso della flessione orizzontale, il quadro fessurativo può svilupparsi secondo modalità differenti, con formazione di fessure rettilinee che attraversano sia i mattoni sia i giunti di malta oppure secondo percorsi a zig-zag che seguono prevalentemente i giunti.

Nel presente lavoro l'attenzione è rivolta allo studio del comportamento fuori dal piano di una parete muraria a singolo paramento soggetta a flessione monodirezionale verticale, ovvero una risposta flessionale che si sviluppa prevalentemente lungo una sola direzione. Tale configurazione si osserva tipicamente in pareti snelle, caratterizzate da un elevato rapporto tra altezza e spessore (h/t) e prive di efficaci vincoli laterali. La letteratura evidenzia come il meccanismo di flessione verticale rappresenti una delle configurazioni più vulnerabili tra i principali meccanismi fuori dal piano, risultando in molti casi più gravoso rispetto alla flessione

bidirezionale, soprattutto in presenza di condizioni di vincolo semplificate e di un'elevata snellezza della parete [8].

All'aumentare dell'intensità dell'azione sismica, la risposta della parete evolve progressivamente da un comportamento prevalentemente deformativo verso un comportamento di tipo cinematico. La formazione di fessure localizzate determina infatti la progressiva suddivisione della parete in porzioni distinte che tendono a comportarsi come blocchi quasi rigidi, favorendo l'attivazione del fenomeno del rocking. Quest'ultimo consiste nella rotazione alternata dei blocchi murari attorno ai punti di contatto con la base, con conseguenti fasi di distacco e riappoggio durante il moto, accompagnate da impatti che rappresentano uno dei principali meccanismi di dissipazione dell'energia.

L'evoluzione dal comportamento deformativo iniziale alla risposta dominata dal rocking costituisce uno degli aspetti fondamentali del comportamento fuori dal piano delle pareti murarie ed è stata ampiamente osservata nelle prove sperimentali disponibili in letteratura [7]. La schematizzazione proposta da Sorrentino *et al.* [9], riportata in Figura 2.1, rappresenta efficacemente tale evoluzione, mostrando il passaggio dalla configurazione integra alla formazione delle fessure fino all'attivazione del meccanismo di rocking.

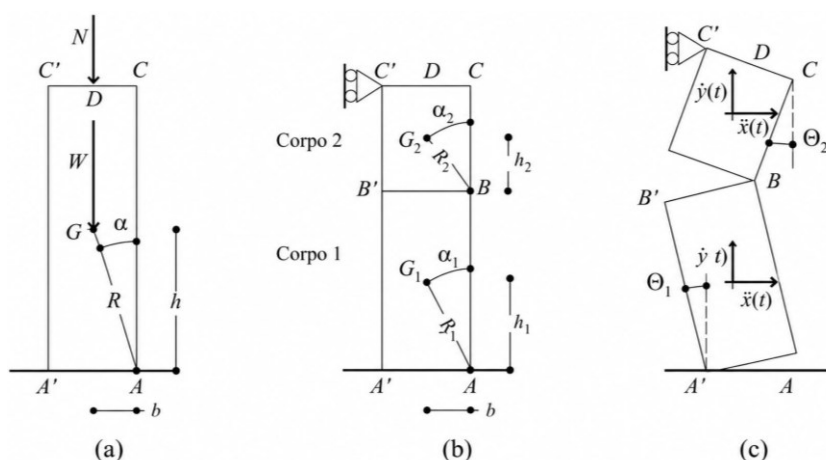


Figura 2.1: Evoluzione del comportamento fuori dal piano di una parete muraria: (a) configurazione integra, (b) formazione delle fessure e individuazione dei blocchi murari, (c) attivazione del meccanismo di rocking. Adattata da Sorrentino *et al.* [9].

Il caso studio analizzato nel presente lavoro fa riferimento proprio a questa configurazione strutturale. Nei paragrafi successivi viene pertanto descritta la campagna sperimentale sviluppata da Graziotti *et al.* [7], che costituisce il riferimento sperimentale utilizzato per la validazione del modello numerico sviluppato in questa tesi.

2.1.2 Descrizione del riferimento sperimentale

Il riferimento sperimentale del presente lavoro è costituito dalla campagna di prove su tavola vibrante condotta da *Graziotti et al.* [7], finalizzata allo studio della risposta fuori dal piano di pareti in muratura non armata di tipo single-leaf (singolo paramento) e cavity wall (doppio paramento con cavità interna). Nel presente lavoro si farà riferimento esclusivamente alla parete single-leaf, utilizzata come caso studio per la calibrazione e la validazione del modello numerico sviluppato in ambiente 3DEC [6].

La parete sperimentale è realizzata in blocchi di silicato di calcio e presenta dimensioni pari a circa 2,75 m di altezza, 1,45 m di larghezza e 0,10 m di spessore, configurandosi come un elemento particolarmente snello e quindi vulnerabile ai meccanismi locali fuori dal piano. Durante la campagna sperimentale sono stati applicati due differenti livelli di compressione verticale, pari rispettivamente a 0,3 MPa e 0,1 MPa, scelti per rappresentare condizioni realistiche di esercizio di pareti portanti appartenenti a edifici esistenti.

La configurazione geometrica del provino e la posizione della strumentazione di misura rilevante ai fini del presente lavoro sono riportate in Figura 2.2.

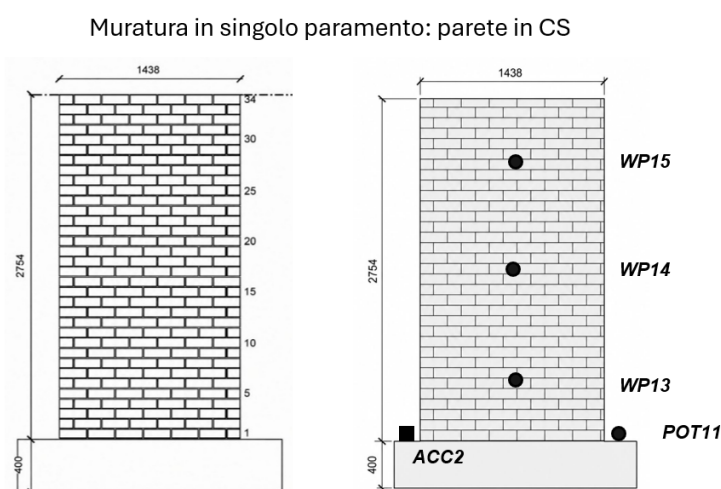


Figura 2.2: Caratteristiche geometriche del provino singolo paramento testato (sinistra), posizione della strumentazione di misura rilevante ai fini del presente lavoro (destra). Adattata da *Graziotti et al.* [7].

L'apparato sperimentale è stato installato su una tavola vibrante unidirezionale, progettata per indurre una risposta di flessione verticale, limitando l'influenza dei vincoli laterali e consentendo una più chiara interpretazione del comportamento fuori dal piano della parete. Tale configurazione risulta particolarmente idonea anche per la successiva modellazione numerica, poiché permette un confronto diretto tra i risultati sperimentali e quelli ottenuti mediante simulazioni numeriche.

La risposta della parete è stata monitorata mediante una rete di accelerometri e potenziometri distribuiti lungo l'altezza del pannello. Con riferimento alla strumentazione riportata in Figura 2.2, nel presente lavoro particolare attenzione è rivolta all'accelerometro ACC2, installato alla base della tavola vibrante, utilizzato come riferimento dell'input sismico applicato al modello numerico. Gli spostamenti fuori dal piano sono invece valutati mediante i potenziometri a fibra ottica WP13, WP14 e WP15, posizionati rispettivamente a un quarto, a metà e a tre quarti dell'altezza della parete. Lo spostamento della fondazione è infine misurato dal potenziometro POT11, utilizzato per determinare gli spostamenti relativi della parete rispetto al moto imposto dalla tavola vibrante.

Le proprietà meccaniche della muratura sono state assunte dai risultati sperimentali riportati da *Graziotti et al.* [7]. In particolare, la muratura presenta una resistenza media a compressione pari a $6,20 \text{ MPa}$, mentre i blocchi in silicato di calcio raggiungono una resistenza media a compressione di $16,33 \text{ MPa}$. La malta è caratterizzata da una resistenza media a compressione di $6,77 \text{ MPa}$ e da una resistenza a trazione pari a $2,77 \text{ MPa}$; la resistenza media a trazione per flessione della muratura, misurata perpendicolarmente ai giunti di malta, risulta invece pari a $0,238 \text{ MPa}$. Il modulo elastico della muratura è pari a 3256 MPa , mentre la densità media è di 1835 kg/m^3 . Tali proprietà costituiscono il riferimento per la definizione del modello numerico descritto nelle sezioni successive.

La risposta dinamica della parete è stata investigata mediante una sequenza di prove caratterizzate dall'applicazione di differenti input sismici. Il programma sperimentale [7] prevede tre principali tipologie di segnali: i Gr_1, rappresentativi del moto sismico atteso al suolo nella regione di Groningen, e i Gr_2, rappresentativi del moto al primo piano di una tipica abitazione olandese, entrambi applicati con fattori di scala progressivamente crescenti. A questi si aggiungono i segnali RWA (Ricker Wave Acceleration), costituiti da impulsi a 2 Hz e impiegati per analizzare la risposta libera della parete e i relativi fenomeni dissipativi. La combinazione di tali input ha consentito di caratterizzare la risposta dinamica della parete durante le diverse fasi della campagna sperimentale.

Le prove sono state organizzate secondo due principali configurazioni sperimentali, denominate SIN_03_00 e SIN_01_00. La configurazione SIN_03_00 è stata eseguita applicando una compressione verticale pari a $0,3 \text{ MPa}$ su una parete inizialmente integra, mentre la configurazione SIN_01_00 è stata successivamente eseguita sulla medesima parete, ormai danneggiata, applicando un livello di compressione ridotto pari a $0,1 \text{ MPa}$. I risultati

sperimentali evidenziano come la risposta della parete evolva progressivamente da un comportamento inizialmente caratterizzato da limitate deformazioni a una risposta fortemente non lineare, dominata dall'attivazione del meccanismo di rocking. Il quadro fessurativo osservato sperimentalmente è caratterizzato dalla formazione di fessure orizzontali localizzate alla base, in sommità e in prossimità della mezzeria della parete, configurazione coerente con il meccanismo di flessione verticale descritto nella sottosezione precedente. Per la parete single-leaf, la cerniera intermedia risulta localizzata a circa $0,575 h$, in accordo con quanto osservato da *Graziotti et al.* [7].

La sequenza sperimentale ha inoltre consentito di analizzare l'influenza del danneggiamento accumulato sulla risposta della parete. Le prove eseguite nella configurazione SIN_01_00 hanno infatti mostrato una riduzione della capacità resistente e una maggiore propensione all'attivazione del meccanismo di rocking rispetto alla configurazione iniziale, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso.

Nel complesso, la campagna sperimentale fornisce un insieme articolato di dati sperimentali, comprendenti misure di accelerazione, spostamento e configurazioni deformate, che costituiscono il riferimento per la successiva fase di calibrazione e validazione del modello numerico sviluppato nel presente lavoro. Nei paragrafi successivi tali risultati saranno confrontati con quelli ottenuti mediante simulazioni agli elementi discreti, al fine di valutare la capacità del modello di riprodurre il comportamento dinamico osservato sperimentalmente.

2.2 MODELLAZIONE NUMERICA DELLA PARETE MURARIA

In letteratura, la risposta sismica delle strutture in muratura è stata ampiamente investigata, con particolare riferimento al comportamento nel piano, per il quale sono stati sviluppati numerosi approcci di modellazione, sia di tipo semplificato che più avanzato. Parallelamente, anche il comportamento fuori dal piano è stato oggetto di diversi studi sia sperimentali che teorici; tuttavia, tali analisi si basano frequentemente su modelli semplificati di tipo cinematico e su campagne sperimentali condotte in condizioni controllate.

Rispetto al caso nel piano, la modellazione della risposta fuori dal piano delle pareti murarie risulta meno consolidata, in quanto fortemente dipendente dalle condizioni al contorno e dall'interazione con il sistema strutturale complessivo. In questo ambito, studi recenti [10] evidenziano come le configurazioni sperimentali e numeriche adottate si basino spesso su ipotesi semplificative, che non sempre consentono di cogliere appieno la reale complessità del comportamento strutturale.

A ulteriore supporto di tali considerazioni, indagini sperimentali condotte su edifici esistenti [11] mostrano come la risposta fuori dal piano sia significativamente influenzata dall'interazione con i diaframmi di piano e dalla possibile variabilità del moto lungo l'altezza. Tali effetti inducono ulteriori complessità, difficilmente riproducibili mediante schematizzazioni semplificate.

Alla luce di tali criticità, emerge la necessità di sviluppare modelli numerici in grado di rappresentare in modo più accurato la risposta fuori dal piano, tenendo conto delle reali condizioni al contorno e dei meccanismi dissipativi coinvolti.

2.2.1 Metodo agli elementi discreti e software 3DEC

Per la simulazione numerica della risposta fuori dal piano della parete muraria analizzata sperimentalmente è stato sviluppato un modello tridimensionale basato sul metodo agli elementi discreti, implementato nel software 3DEC (Three-Dimensional Distinct Element Code) [6].

A differenza degli approcci continui, nei quali la muratura viene assimilata a un mezzo equivalente omogeneo, il metodo DEM rappresenta esplicitamente la natura discontinua della muratura, modellando separatamente le unità murarie e le interazioni tra esse. Tale caratteristica rende questo approccio particolarmente adatto allo studio della risposta sismica delle strutture in muratura, in quanto consente di descrivere direttamente fenomeni quali l'apertura e la chiusura dei giunti, lo scorrimento relativo tra i blocchi e la perdita o la successiva riattivazione del contatto, aspetti che governano i meccanismi di rocking tipici della risposta fuori dal piano [7].

Numerosi contributi presenti in letteratura hanno evidenziato l'efficacia del DEM nella simulazione del comportamento dinamico delle strutture murarie. In particolare, *DeJong e Dimitrakopoulos* [12] mostrano come la modellazione tridimensionale mediante blocchi deformabili, accoppiati attraverso interfacce con comportamento non lineare, consenta di riprodurre realisticamente sia i meccanismi di rocking sia l'evoluzione del danno. Analogamente, *Galvez et al.* [13] evidenziano come la corretta definizione delle proprietà meccaniche delle interfacce e dei modelli di smorzamento sia determinante per ottenere una buona corrispondenza tra risposta numerica e risultati sperimentali.

Il software 3DEC [6] implementa il metodo DEM per l'analisi tridimensionale di sistemi discontinui, consentendo di modellare blocchi sia rigidi sia deformabili e di simulare

l'evoluzione delle interazioni tra essi durante analisi statiche e dinamiche. Nel presente lavoro sono stati adottati blocchi deformabili, in quanto, sebbene più onerosi dal punto di vista computazionale rispetto ai blocchi rigidi, consentono di rappresentare la distribuzione degli stati tensionali e deformativi all'interno delle unità murarie, fornendo una descrizione più accurata della risposta strutturale.

Come illustrato nella Figura 2.3, la muratura reale viene discretizzata mediante blocchi tridimensionali deformabili, mentre lo spessore dei giunti di malta viene assorbito nelle dimensioni dei blocchi. Le interazioni tra elementi adiacenti sono quindi rappresentate mediante interfacce a spessore nullo, sulle quali vengono concentrate le deformazioni associate ai giunti di malta.

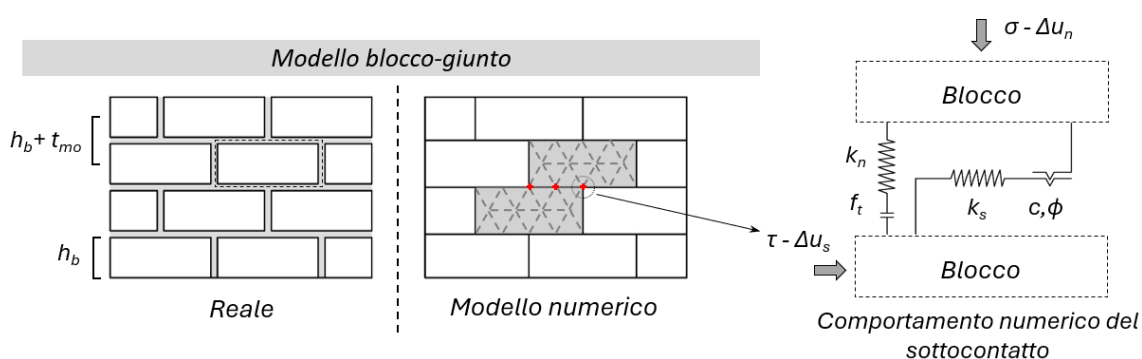


Figura 2.3: Rappresentazione schematica dell'approccio DEM implementato in 3DEC [5]. Adattata da Damiani et al. [14].

Ciascuna interfaccia è ulteriormente suddivisa in un insieme di sottocontatti, nei quali vengono determinati localmente gli stati tensionali e gli spostamenti relativi tra i blocchi. Il comportamento meccanico di ciascun sottocontatto è descritto mediante opportune leggi costitutive, che regolano la risposta normale e tangenziale dell'interfaccia e consentono di simulare l'apertura dei giunti, lo scorrimento relativo e l'eventuale perdita o riattivazione del contatto durante l'analisi. Le proprietà meccaniche assegnate ai sottocontatti costituiscono l'elemento fondamentale della modellazione DEM, poiché governano la trasmissione delle azioni tra i vari blocchi e, di conseguenza, la risposta globale della parete.

Sulla base di tali principi è stato sviluppato il modello numerico della parete oggetto di studio. La definizione della geometria, delle proprietà meccaniche, delle leggi costitutive e delle strategie numeriche adottate è descritta nelle sottosezioni successive.

2.2.2 Definizione del modello numerico

Il modello numerico è stato sviluppato con l'obiettivo di riprodurre fedelmente il provino sperimentale descritto nella Sezione 2.1, mantenendone sia la geometria sia le principali condizioni di vincolo e di carico. In particolare, sono state modellate la parete muraria, la fondazione in calcestruzzo e la trave superiore in acciaio, quest'ultima impiegata durante la campagna sperimentale per applicare il carico verticale costante e distribuire uniformemente l'azione dinamica lungo la sommità della parete.

La parete è costituita da elementi in silicato di calcio disposti secondo la tessitura originale del provino sperimentale, con dimensioni complessive pari a 1438 mm in larghezza, 2754 mm in altezza e 102 mm in spessore. La Figura 2.4 mostra il confronto tra il provino sperimentale e il corrispondente modello tridimensionale implementato in 3DEC [6], evidenziando la sostanziale corrispondenza tra le due configurazioni.

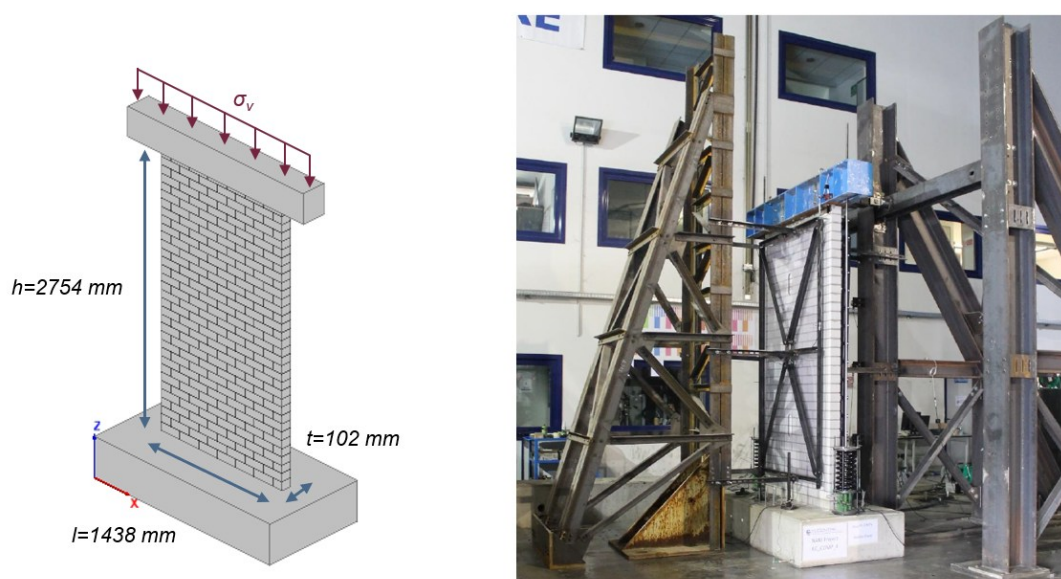


Figura 2.4: Confronto tra il modello numerico sviluppato in 3DEC (sinistra) e il corrispondente provino sperimentale utilizzato nella campagna di prova di Graziotti et al. [7] (destra).

Successivamente, la geometria è stata discretizzata mediante blocchi tridimensionali deformabili, secondo l'approccio descritto nella Sottosezione 2.2.1. Ciascuna unità muraria è stata rappresentata come un blocco indipendente, mentre le interfacce tra elementi adiacenti sono state modellate mediante superfici di contatto a spessore nullo, sulle quali vengono concentrate le deformazioni associate ai giunti di malta.

Poiché il software 3DEC [6] consente l'impiego di blocchi deformabili, ciascuna unità muraria è stata ulteriormente discretizzata internamente mediante una mesh di elementi tetraedrici. Tale

discretizzazione consente di descrivere la distribuzione degli stati tensionali e deformativi all'interno dei blocchi. La discretizzazione interna dei blocchi influenza, inoltre, il numero di sottocontatti generati sulle superfici di interfaccia. L'influenza di tale parametro sulla risposta numerica è stata successivamente valutata mediante l'analisi di sensibilità illustrata nella Sezione 2.3.

Al fine di semplificare la definizione del modello numerico e l'assegnazione delle proprietà meccaniche, gli elementi sono stati organizzati in specifici gruppi all'interno di 3DEC [6]. In particolare, sono stati distinti i blocchi della parete muraria, la fondazione, la trave superiore e le diverse tipologie di interfaccia, consentendo di assegnare in modo indipendente le proprietà dei materiali, le leggi costitutive e le condizioni al contorno alle differenti componenti del modello. Le proprietà meccaniche assegnate ai blocchi e alle interfacce, nonché i modelli costitutivi utilizzati per descriverne il comportamento, sono illustrati nella Sottosezione 2.2.3.

2.2.3 Proprietà meccaniche e modelli costitutivi

Le proprietà meccaniche assegnate ai blocchi e ai giunti sono state definite a partire dai valori medi ricavati dalla campagna sperimentale di *Graziotti et al.* [7]. Nel modello DEM i blocchi murari sono rappresentati mediante elementi deformabili, mentre il comportamento non lineare della muratura è concentrato nelle interfacce a spessore nullo che modellano i giunti di malta. Di conseguenza, la risposta globale del sistema risulta fortemente influenzata dalle proprietà meccaniche assegnate alle interfacce, responsabili dei fenomeni di apertura, chiusura e scorrimento relativo tra le unità murarie.

Le proprietà meccaniche adottate nel modello DEM sono riportate nella Tabella 2.1. In particolare, ai blocchi deformabili sono stati assegnati la densità della muratura (ρ), il modulo elastico equivalente (E_m), la resistenza a compressione della muratura (f_c) e quella delle unità murarie (f_b). Per la descrizione del comportamento delle interfacce sono stati invece definiti la resistenza a trazione (f_t), la coesione (c) e il coefficiente di attrito (μ_m), assunti sulla base dei valori medi ottenuti dalla campagna sperimentale di *Graziotti et al.* [7].

Tabella 2.1: Proprietà meccaniche della muratura adottate nel modello DEM implementato in 3DEC [6].

Parametro	$\rho[kg/m^3]$	$E_m[MPa]$	$f_c[MPa]$	$f_b[MPa]$	$f_t[MPa]$	$c[MPa]$	$\mu_m[-]$
Mean	1835	3256	6,20	16,33	0,238	0,21	0,42

Per la descrizione del comportamento delle interfacce sono state investigate differenti formulazioni costitutive disponibili nel software 3DEC [6]. Una prima formulazione è rappresentata dal modello di Mohr-Coulomb, nel quale la risposta dei giunti è governata dalle rigidzze normale e tangenziale, dalla coesione, dall'angolo di attrito e dalla resistenza a trazione. Tale modello consente di simulare l'apertura e lo scorrimento delle interfacce, ma non descrive esplicitamente la progressiva degradazione del materiale attraverso l'energia di frattura.

Successivamente è stato analizzato il modello costitutivo ciclico per i giunti murari proposto da *Oktiovan et al.* [15], che introduce una rappresentazione più articolata del comportamento delle interfacce rispetto al modello di Mohr-Coulomb e al legame costitutivo TSC Linear, descritto nel seguito. Il modello descrive separatamente il comportamento delle interfacce in trazione, taglio e compressione, considerando al tempo stesso l'interazione tra i diversi meccanismi attraverso una formulazione plastica multi-superficie. In particolare, il comportamento in trazione e taglio è caratterizzato da una progressiva riduzione della resistenza dopo il raggiungimento del valore di picco, descritta mediante leggi di softening non lineare. In compressione, invece, la risposta è rappresentata attraverso una legge di hardening-softening, che consente di descrivere sia l'incremento della resistenza fino al valore massimo sia la successiva fase di degradazione. Nel seguito, per semplicità espositiva, tale formulazione sarà indicata convenzionalmente come modello CMS (Coupled Multi-Surface). Il comportamento costitutivo associato ai diversi meccanismi di risposta delle interfacce è rappresentato schematicamente in Figura 2.5.

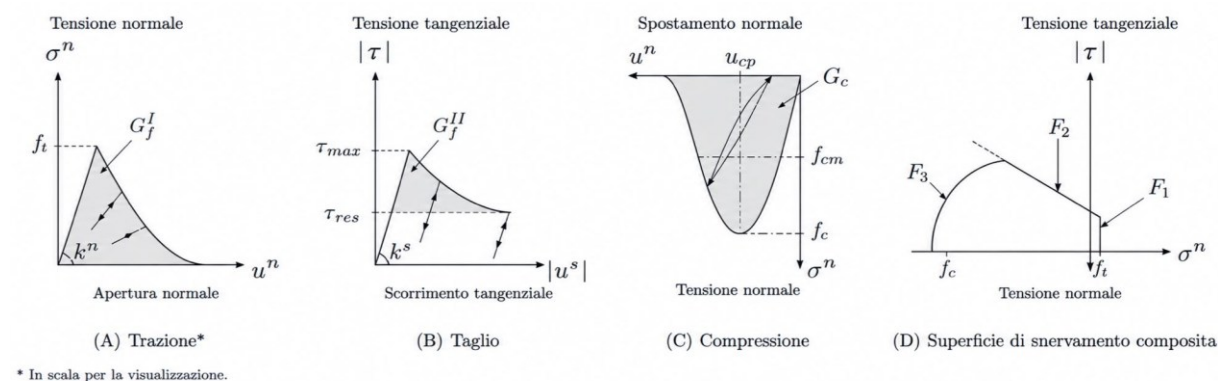


Figura 2.5: Rappresentazione schematica del modello CMS: (a) comportamento in trazione; (b) comportamento a taglio; (c) comportamento in compressione; (d) superficie di snervamento composita. Adattata da Oktiovan et al. [15].

Nel presente lavoro è stata infine adottata la formulazione TSC Linear sviluppata da *Pulatsu et al.* [16], che, oltre ai parametri tradizionali del criterio di Mohr-Coulomb, introduce l'energia di frattura in trazione, taglio e compressione, consentendo di descrivere la progressiva degradazione della rigidezza e della resistenza delle interfacce durante l'evoluzione del danno. Tali grandezze, non considerate nella formulazione di Mohr-Coulomb, sono presenti anche nel modello CMS precedentemente richiamato. Come illustrato in Figura 2.6, il comportamento normale è definito mediante una legge tensione-apertura caratterizzata dalla resistenza a trazione (f_t), dalla rigidezza normale (k_n) e dall'energia di frattura a trazione (G_{ft}), mentre il comportamento tangenziale è governato dalla rigidezza tangenziale (k_s), dalla resistenza al taglio secondo il criterio di Mohr-Coulomb e dalla corrispondente energia di frattura (G_{fs}). Questa formulazione consente di rappresentare la risposta post-fessurativa dei giunti murari e la progressiva evoluzione del danno durante le analisi dinamiche.

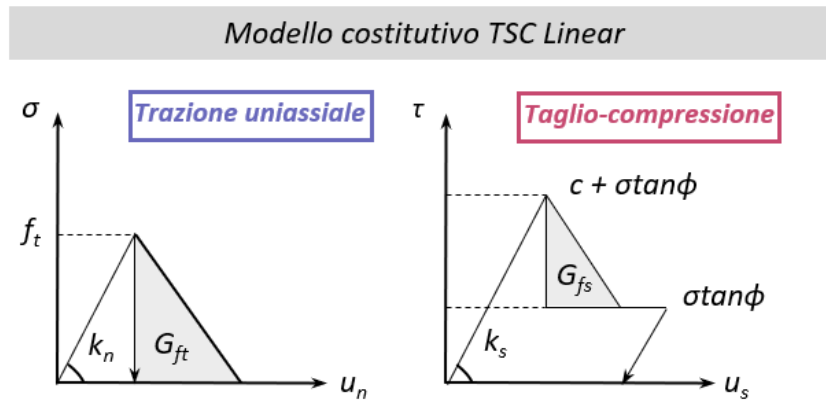


Figura 2.6: Rappresentazione schematica del modello costitutivo TSC Linear adottato per le interfacce dei giunti murari.

I valori dei parametri adottati nel modello costitutivo sono riportati nella Tabella 2.2. In particolare, i parametri k_n e k_s definiscono la risposta elastica delle interfacce e sono stati determinati a partire dalle proprietà elastiche della malta e dallo spessore nominale del giunto, secondo l'equazione (2.1) e l'equazione (2.2):

$$k_n = \frac{E_m}{t_j} \quad (2.1)$$

$$k_s = \frac{G_m}{t_j} \quad (2.2)$$

dove E_m e G_m rappresentano rispettivamente il modulo elastico e il modulo di taglio della malta, mentre t_j indica lo spessore nominale del giunto, assunto pari a 10 mm. Il modulo di taglio

della malta è stato determinato a partire dal modulo elastico e dal coefficiente di Poisson ν mediante l'equazione (2.3):

$$G_m = \frac{E_m}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.3)$$

Le energie di frattura in trazione G_{ft} e a taglio G_{fs} , che governano la progressiva degradazione del comportamento post-fessurativo delle interfacce, sono state invece determinate mediante l'equazione (2.4) e l'equazione (2.5):

$$G_{ft} = 0,025 \cdot (2 \cdot f_t)^{0,7} \cdot 10^3 \quad (2.4)$$

$$G_{fs} = 10 \cdot G_{ft} \quad (2.5)$$

dove f_t rappresenta la resistenza a trazione della muratura, espressa in MPa ; il fattore 10^3 consente di esprimere l'energia di frattura risultante in N/m .

Tabella 2.2: Parametri del modello costitutivo TSC Linear.

Parametro	$k_n[N/m]$	$k_s[N/m]$	$G_{ft}[N/m]$	$G_{fs}[N/m]$
Mean	$9,14 \times 10^{10}$	$3,97 \times 10^{10}$	14,87	148,68

2.2.4 Formulazione cinematica e strategie numeriche

La risposta dinamica di un modello agli elementi discreti dipende non soltanto dalla definizione della geometria e delle proprietà meccaniche, ma anche dalla formulazione cinematica adottata e dalla strategia di smorzamento impiegata. Tali aspetti influenzano infatti l'aggiornamento della configurazione deformata, l'evoluzione delle condizioni di contatto tra i blocchi e la dissipazione energetica durante l'analisi dinamica.

Nel presente lavoro sono pertanto state considerate differenti formulazioni cinematiche e diverse strategie di smorzamento numerico, al fine di valutarne l'influenza sulla risposta della parete muraria.

Il software 3DEC [6] consente di eseguire le analisi mediante due differenti formulazioni cinematiche: Small Strain (SS) e Large Strain (LS).

Nella formulazione Small Strain la geometria del modello viene assunta sostanzialmente invariata durante l'analisi e le deformazioni sono valutate rispetto alla configurazione iniziale. Tale approccio risulta generalmente più efficiente dal punto di vista computazionale ed è indicato per problemi caratterizzati da deformazioni e rotazioni contenute.

La formulazione Large Strain prevede invece l'aggiornamento progressivo della geometria deformata e delle condizioni di contatto durante l'evoluzione dell'analisi. Ciò consente di

rappresentare correttamente grandi spostamenti, elevate rotazioni, l’apertura e la chiusura dei giunti, la perdita e successiva riattivazione dei contatti, fenomeni che caratterizzano la risposta fuori dal piano delle pareti murarie soggette ad azione sismica.

La definizione della strategia di smorzamento rappresenta un aspetto fondamentale nelle analisi dinamiche mediante il metodo agli elementi discreti, poiché influenza la dissipazione energetica del sistema e, conseguentemente, la risposta dinamica della struttura.

Come evidenziato da *Galvez et al.* [13], nei modelli DEM lo smorzamento non svolge esclusivamente una funzione di stabilizzazione numerica, ma contribuisce alla rappresentazione dei fenomeni dissipativi associati all’apertura e alla chiusura dei giunti, agli impatti tra i blocchi e all’evoluzione dei meccanismi di rocking.

Nel corso dello sviluppo del modello sono state considerate tre differenti strategie di smorzamento:

- Smorzamento di Rayleigh proporzionale alla massa;
- Smorzamento di Rayleigh proporzionale alla rigidezza;
- Smorzamento di Maxwell.

Le principali caratteristiche delle formulazioni considerate sono riassunte nella Tabella 2.3.

Tabella 2.3: Confronto qualitativo tra le principali strategie di smorzamento considerate nelle analisi numeriche.

Parametro	Maxwell	Rayleigh proporzionale alla massa	Rayleigh proporzionale alla rigidezza
Andamento dello smorzamento	Pressoché costante	Iperbolico	Lineare
Costo computazionale	Contenuto	Contenuto	Elevato
Applicazione in 3DEC	Sottocontatti e gridpoint dei blocchi deformabili	Blocchi	Blocchi

Nel modello di Rayleigh la dissipazione viscosa è definita mediante contributi proporzionali alla massa e/o alla rigidezza del sistema. Le due componenti presentano un differente andamento al variare della frequenza: la componente proporzionale alla massa agisce prevalentemente alle basse frequenze, mentre quella proporzionale alla rigidezza risulta maggiormente efficace nel controllo delle oscillazioni ad alta frequenza.

Il modello di Maxwell introduce invece una dissipazione viscosa mediante componenti viscoelastiche e può essere applicato sia ai sottocontatti delle interfacce sia ai gridpoint della mesh dei blocchi deformabili, risultando in quest'ultimo caso attivo in presenza di deformazioni interne dei blocchi. Come descritto da *Furiosi et al.* [17], tale formulazione consente di ottenere un rapporto di smorzamento pressoché costante all'interno di un intervallo di frequenze opportunamente definito.

L'andamento qualitativo del rapporto di smorzamento al variare della frequenza per le diverse formulazioni considerate è illustrato nella Figura 2.7.

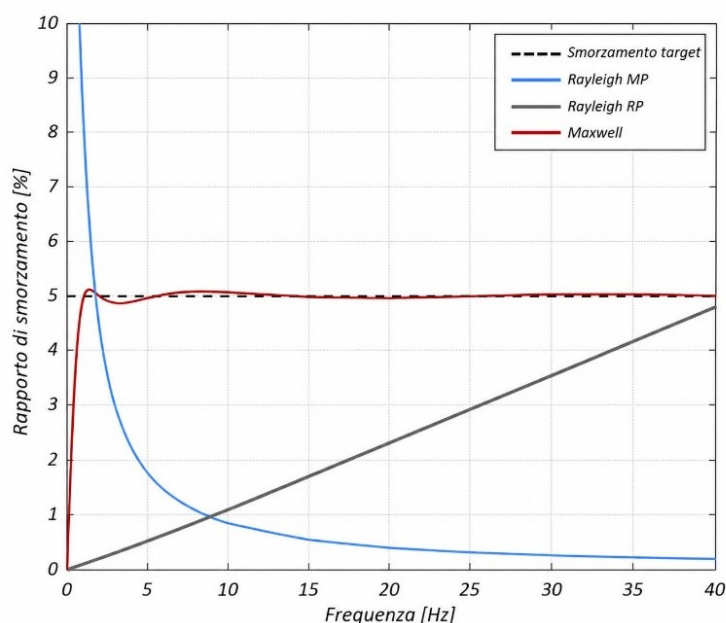


Figura 2.7: Andamento qualitativo dei rapporti di smorzamento in funzione della frequenza.

Nel corso dello sviluppo del modello sono state inoltre investigate configurazioni ibride ottenute mediante la combinazione dei contributi dissipativi di Rayleigh e Maxwell, al fine di valutarne l'influenza sulla risposta dinamica del sistema.

La valutazione comparativa delle diverse formulazioni cinematiche e delle strategie di smorzamento, nonché la definizione della configurazione finale adottata nel modello numerico, saranno discusse nel Capitolo 3, dedicato alla calibrazione avanzata del modello.

2.2.5 Condizioni al contorno

La definizione delle condizioni al contorno rappresenta un aspetto fondamentale per la corretta riproduzione numerica della risposta fuori dal piano della parete muraria, poiché influenza direttamente lo stato tensionale iniziale, la cinematica del sistema e l'attivazione dei

meccanismi di rocking durante le analisi dinamiche. Il modello numerico è stato sviluppato in modo da riprodurre la configurazione sperimentale descritta nella Sezione 2.1. Come mostrato in Figura 2.8, la parete è stata vincolata inferiormente alla fondazione e soggetta superiormente all'azione della trave di acciaio utilizzata per applicare il sovraccarico verticale costante. Quest'ultimo è stato riprodotto mediante il peso proprio della trave superiore, opportunamente calibrato per garantire il livello di tensione verticale previsto nelle prove sperimentali.

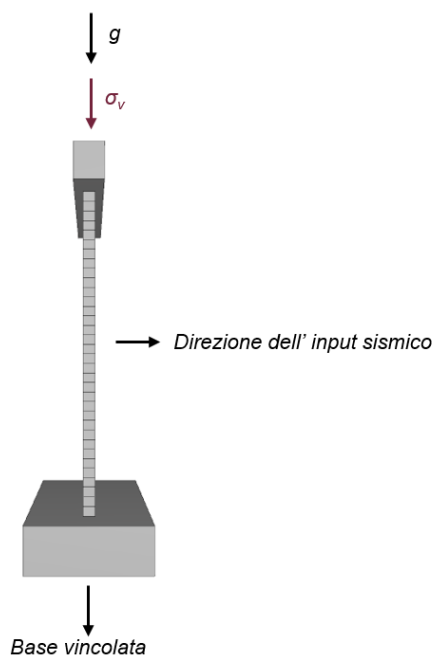


Figura 2.8: Schema delle condizioni al contorno adottate nel modello numerico.

In una fase preliminare dell'analisi è stato applicato il campo gravitazionale, consentendo al modello di raggiungere una condizione di equilibrio statico prima dell'avvio delle analisi dinamiche. Tale configurazione rappresenta lo stato iniziale del sistema, nel quale gli effetti del peso proprio e del sovraccarico verticale risultano già stabilizzati.

Alla base della fondazione sono stati imposti vincoli cinematici tali da impedire gli spostamenti dell'intero sistema. Alla trave superiore sono stati invece impediti gli spostamenti nelle direzioni complanari alla parete, consentendone esclusivamente il movimento nella direzione fuori dal piano, alla quale viene applicato l'input sismico. Tale configurazione permette di riprodurre le condizioni sperimentali, mantenendo costante l'azione di compressione verticale durante l'intera analisi e consentendo al pannello di sviluppare il meccanismo di rocking.

Nel complesso, le condizioni al contorno adottate consentono di riprodurre in maniera fedele il sistema sperimentale di riferimento [7], garantendo lo sviluppo del comportamento flessionale

fuori dal piano della parete e dei relativi meccanismi cinematici osservati durante le prove dinamiche.

2.3 ANALISI MODALE

Prima di procedere alle analisi dinamiche, è stata eseguita un'analisi modale del modello numerico, finalizzata a verificare la corretta rappresentazione delle proprietà dinamiche del sistema e a valutare l'influenza delle principali scelte di modellazione.

L'analisi modale costituisce infatti una fase preliminare fondamentale nello sviluppo di un modello numerico, in quanto consente di determinare le frequenze proprie e le corrispondenti forme modali della struttura. Il confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali permette di verificare la capacità del modello di riprodurre correttamente la rigidità globale del sistema, fornendo una prima validazione della discretizzazione adottata e dei parametri meccanici assegnati.

Nel presente lavoro l'analisi modale è stata utilizzata principalmente per valutare l'influenza della discretizzazione della mesh sulle caratteristiche dinamiche della parete, individuando il livello di infittimento più idoneo in grado di garantire un adeguato compromesso tra accuratezza della soluzione e costo computazionale. Tale scelta rappresenta un passaggio preliminare essenziale, poiché la discretizzazione del modello influisce direttamente sia sulla rappresentazione del comportamento deformativo sia sulla successiva risposta nelle analisi statiche e dinamiche.

I risultati delle analisi modali condotte sulle diverse configurazioni di mesh sono presentati nella Sottosezione 2.3.1.

2.3.1 Risultati dell'analisi modale e scelta della discretizzazione delle interfacce

L'analisi modale è stata utilizzata per valutare l'influenza della discretizzazione delle interfacce sulla risposta dinamica del modello. Come illustrato nella Sottosezione 2.2.1, in 3DEC [6] ciascun contatto tra blocchi è ulteriormente suddiviso in un insieme di sottocontatti, nei quali vengono determinati localmente gli stati tensionali e gli spostamenti relativi. Il livello di discretizzazione delle interfacce influenza, pertanto, la rigidità globale del sistema e, di conseguenza, le sue proprietà dinamiche.

Le analisi modali sono state sviluppate sulla configurazione sperimentale SIN_03_00, corrispondente alla parete integra, ossia precedente alla formazione del quadro fessurativo

osservato durante la campagna sperimentale. Tale configurazione è stata scelta poiché consente di determinare le proprietà dinamiche del sistema senza gli effetti della riduzione di rigidità dovuta alla fessurazione, risultando quindi la più idonea per valutare esclusivamente l'influenza della discretizzazione numerica.

Nel lavoro sperimentale di *Graziotti et al.* [7], per la configurazione SIN_03_00 è stata identificata una frequenza fondamentale pari a 18,75 Hz, corrispondente a un periodo proprio di 0,053 s. Tali valori sono stati assunti come riferimento per la valutazione qualitativa della risposta del modello numerico.

A tale scopo è stata condotta un'analisi parametrica variando il livello di discretizzazione della mesh tetraedrica interna dei blocchi deformabili, il cui progressivo infittimento determina un aumento del numero di sottocontatti generati sulle superfici di interfaccia. Sono state considerate configurazioni corrispondenti a 2, 3, 4, 6 e 10 sottocontatti lungo lo spessore della parete, mantenendo invariate la geometria, le proprietà meccaniche e le condizioni al contorno del modello.

Per ciascuna configurazione è stata eseguita un'analisi agli autovalori sul modello non fessurato, determinando la frequenza fondamentale e il corrispondente periodo proprio. I risultati ottenuti sono stati confrontati sia tra le diverse discretizzazioni sia con la frequenza fondamentale identificata sperimentalmente da *Graziotti et al.* [7], al fine di individuare il livello di discretizzazione più idoneo per le successive analisi numeriche.

I valori ottenuti per il primo modo di vibrare sono riportati nella Tabella 2.4.

Tabella 2.4: Frequenza fondamentale e periodo proprio ottenuti dall'analisi modale al variare del numero di sottocontatti nello spessore della parete.

1° modo		
n° di sottocontatti	Frequenza[Hz]	Periodo[s]
2	31,9	0,031
3	25,1	0,040
4	23,6	0,042
6	22,7	0,044
10	22,3	0,045

Il confronto evidenzia come l'aumento del numero di sottocontatti comporti una progressiva riduzione della frequenza fondamentale e un corrispondente incremento del periodo proprio,

indicando una diminuzione della rigidezza globale del modello. Tale andamento è coerente con una rappresentazione sempre più accurata della distribuzione delle tensioni e delle deformazioni lungo le interfacce tra le unità murarie.

Sebbene un numero maggiore di sottocontatti consenta una discretizzazione più raffinata delle superfici di contatto, oltre un certo livello i benefici in termini di accuratezza risultano limitati rispetto all'incremento dell'onere computazionale richiesto.

Sulla base di tali considerazioni è stata adottata la configurazione con 3 sottocontatti nello spessore, in quanto rappresenta il miglior compromesso tra accuratezza della soluzione ed efficienza computazionale. Pur fornendo una frequenza fondamentale superiore a quella identificata sperimentalmente, tale discretizzazione è risultata adeguata alla successiva fase di sviluppo e calibrazione del modello.

Le deformate associate ai primi tre modi di vibrare della configurazione adottata sono riportate in Figura 2.9. Il primo modo è caratterizzato da una prevalente flessione fuori dal piano della parete, coerente con il comportamento atteso del pannello murario, mentre il secondo e il terzo modo presentano forme modali superiori coerenti con la deformabilità tridimensionale del sistema.

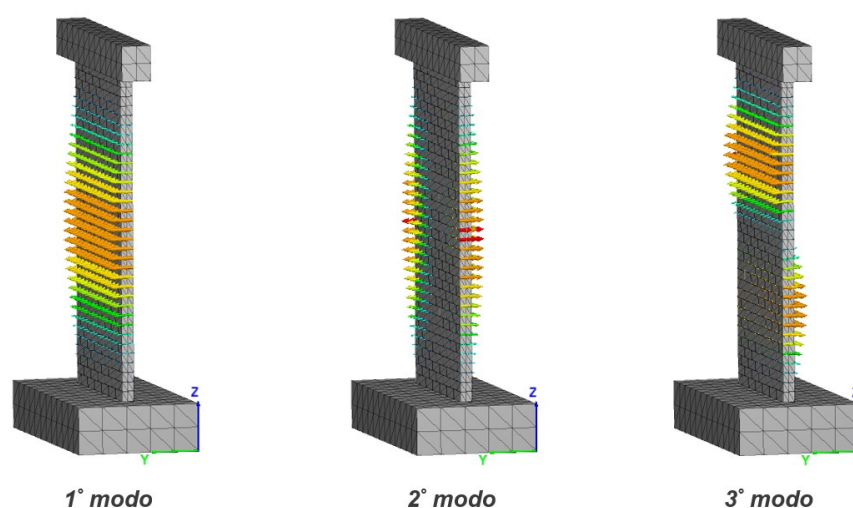


Figura 2.9: Primi tre modi di vibrare del modello numerico per la configurazione SIN_03_00 con 3 sottocontatti nello spessore.

Si sottolinea infine che la configurazione SIN_03_00 è stata impiegata esclusivamente per le analisi modali preliminari. Le successive analisi dinamiche presentate nel seguito del capitolo sono invece sviluppate sulla configurazione SIN_01_00, nella quale il modello numerico

riproduce il quadro fessurativo già presente nel provino sperimentale prima dell'applicazione degli input sismici.

2.4 ANALISI PUSHOVER

L'analisi pushover costituisce uno strumento ampiamente utilizzato per la caratterizzazione del comportamento non lineare delle strutture e per la valutazione della loro capacità resistente mediante l'applicazione progressiva di un'azione laterale monotona. Nel caso delle pareti murarie soggette a risposta fuori dal piano, tale procedura consente di ottenere la curva di capacità della struttura, descrivendone l'evoluzione dalla fase iniziale fino all'attivazione dei meccanismi di collasso.

Nel presente lavoro l'analisi pushover è stata impiegata come strumento preliminare di verifica del modello numerico e di interpretazione della risposta globale della parete. I risultati ottenuti sono stati inoltre utilizzati come riferimento per la successiva calibrazione del modello numerico, consentendo di valutare l'influenza delle diverse scelte di modellazione sulla risposta forza-spostamento.

La procedura adottata e i principali risultati ottenuti sono illustrati nelle sottosezioni seguenti.

2.4.1 Procedura di analisi

L'analisi pushover è stata eseguita mediante una procedura quasi statica incrementale finalizzata alla determinazione della curva di capacità della parete muraria. Nel modello DEM implementato in 3DEC [6] l'azione orizzontale non viene applicata come forza concentrata, ma è rappresentata da un'accelerazione gravitazionale fuori dal piano progressivamente incrementata. Dopo ciascun incremento, il modello viene lasciato evolvere fino al raggiungimento di una nuova configurazione di equilibrio, così da seguire l'evoluzione della risposta strutturale lungo l'intera curva forza-spostamento.

La procedura adottata segue l'algoritmo proposto da *Gobbin* [18] per l'esecuzione di analisi pushover mediante Distinct Element Method, distinguendo la costruzione del ramo ascendente e del ramo discendente della curva di capacità.

Nel ramo ascendente (Step 1), l'accelerazione fuori dal piano viene incrementata progressivamente fino al raggiungimento della massima capacità resistente della parete. Per ciascun livello di accelerazione vengono eseguiti cicli di calcolo finalizzati alla ricerca della configurazione di equilibrio; qualora tale configurazione venga raggiunta, il punto viene

registrato sulla curva di capacità e l'analisi prosegue con un nuovo incremento dell'azione. In questo modo viene ricostruita la risposta pre-picco del sistema, dalla fase elastica fino all'insorgere del meccanismo di collasso.

Una volta raggiunta la capacità massima, la procedura passa alla costruzione del ramo discendente (Step 2). In questa fase il progressivo sviluppo del meccanismo di rocking determina una riduzione della capacità resistente e una continua evoluzione della configurazione cinematica della parete. L'algoritmo aggiorna automaticamente le porzioni murarie effettivamente coinvolte nel meccanismo e individua, per ogni stato di equilibrio, la corrispondente capacità resistente, consentendo di ricostruire la risposta post-picco fino alla perdita di stabilità del sistema.

La Figura 2.10 riassume schematicamente la procedura adottata per la determinazione dei rami ascendente e discendente della curva di capacità secondo l'approccio proposto da Gobbin [18], utilizzato come riferimento metodologico nel presente lavoro.

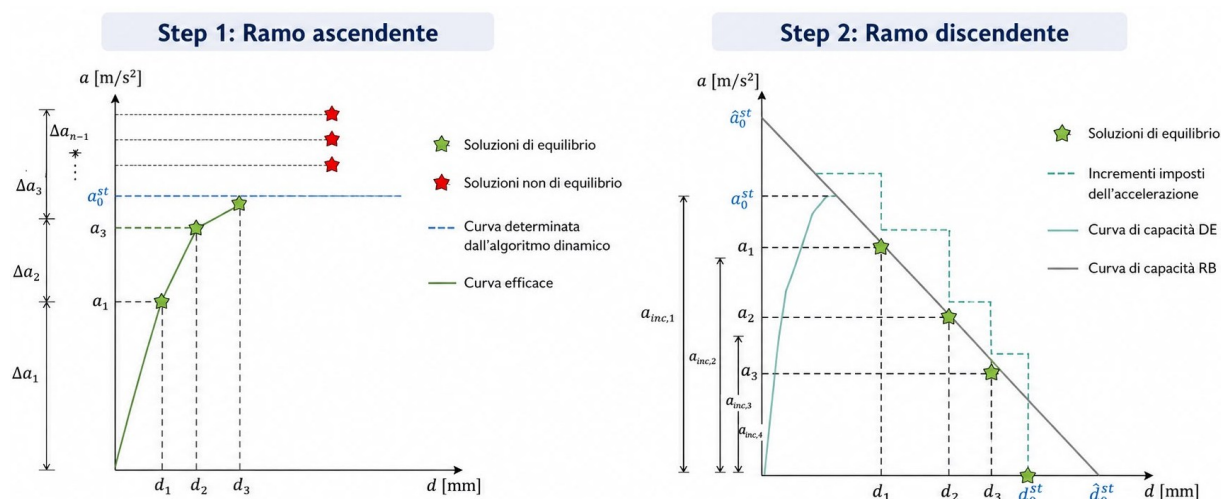


Figura 2.10: Algoritmo utilizzato per la costruzione della curva di capacità nell'analisi pushover. Adattata da Gobbin [18].

2.4.2 Risultati

Le analisi pushover sono state eseguite sulla configurazione SIN_01_00, corrispondente alla parete già caratterizzata dal quadro fessurativo iniziale. Tale configurazione è stata scelta in quanto rappresentativa dello stato del provino al termine della precedente prova sperimentale SIN_03_00 e costituisce la configurazione di riferimento per le successive analisi dinamiche sviluppate nel presente lavoro.

La Figura 2.11 riporta la curva di capacità ottenuta mediante il modello DEM implementato in ambiente 3DEC [6], confrontata con il modello trilineare SDOF e con i modelli a blocchi rigidi

proposti da *Tomassetti et al.* [3], considerando per questi ultimi l'applicazione del carico con eccentricità nulla e con eccentricità pari a metà dello spessore della parete.

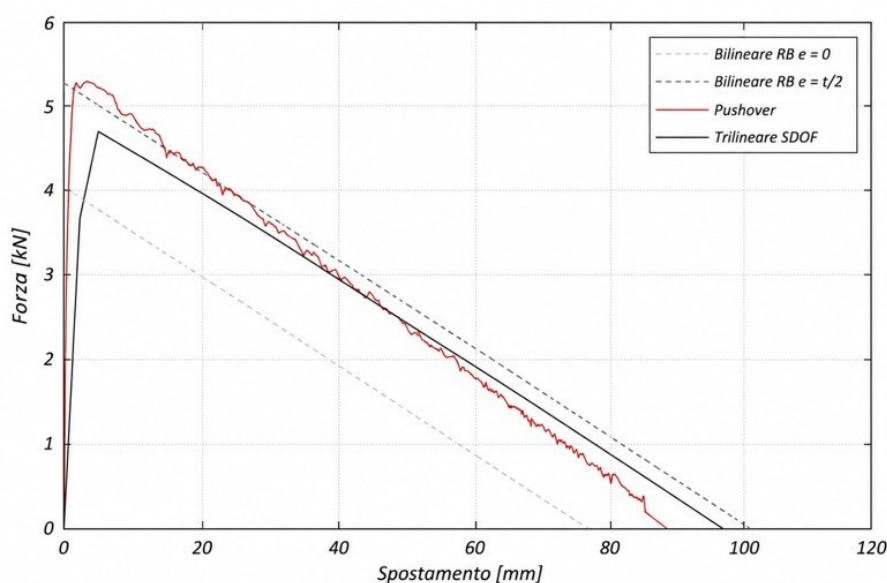


Figura 2.11: Curva di capacità ottenuta mediante analisi pushover del modello DEM [6] relativo alla configurazione SIN_01_00, confrontata con le rappresentazioni analitiche bilineari RB e con il modello trilineare SDOF proposti da *Tomassetti et al.* [3].

Le curve bilineari RB (Rigid Block) rappresentano il comportamento di un sistema equivalente costituito da blocchi rigidi, assumendo rispettivamente una distribuzione centrata del carico verticale ($e = 0$) e una distribuzione eccentrica con risultante applicata a metà dello spessore della parete ($e = t/2$). La curva trilineare SDOF rappresenta invece il modello semplificato calibrato da *Tomassetti et al.* [3] sul medesimo provino SIN_01_00 e descrive la risposta globale della parete, dalla fase inizialmente elastica fino allo sviluppo del meccanismo di collasso.

Dal confronto emerge come il modello numerico riproduca in modo soddisfacente la capacità resistente della parete e l'andamento del ramo discendente della curva di capacità, mostrando un comportamento prossimo alla rappresentazione bilineare RB con $e = t/2$, che costituisce il limite inferiore della risposta teorica proposta in letteratura.

Si osserva invece una sovrastima della rigidezza iniziale del sistema, evidenziata dalla maggiore pendenza del ramo ascendente rispetto alla curva trilineare equivalente. Tale comportamento indica che il modello tende a rappresentare una risposta iniziale più rigida rispetto a quella osservata sperimentalmente.

Questa evidenza costituisce il punto di partenza della successiva fase di calibrazione del modello numerico, illustrata nel Capitolo 3, nella quale vengono investigate differenti strategie

di modellazione, tra cui una finalizzata a migliorare la riproduzione della risposta pre-picco senza alterare il corretto comportamento del ramo discendente.

2.5 ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

Le analisi dinamiche non lineari rappresentano la fase conclusiva del processo di validazione del modello numerico e hanno lo scopo di verificarne la capacità di riprodurre la risposta fuori dal piano della parete muraria osservata sperimentalmente durante le prove su tavola vibrante. A differenza delle analisi modali e pushover, che consentono rispettivamente di caratterizzare le proprietà dinamiche e la risposta quasi statica del sistema, le analisi dinamiche permettono di valutare l'evoluzione temporale del comportamento della parete sotto l'azione di accelerogrammi rappresentativi dell'evento sismico.

Nel presente lavoro le simulazioni sono state sviluppate mediante analisi dinamiche esplicite nel software 3DEC [6], applicando al modello numerico gli input utilizzati nella campagna sperimentale di riferimento [7]. La risposta del sistema è stata quindi valutata attraverso il confronto tra risultati numerici e sperimentali, considerando sia l'evoluzione degli spostamenti nel tempo sia il comportamento globale della parete durante l'intera sequenza di prove.

Le modalità di applicazione degli input sismici, le ipotesi adottate nella definizione delle analisi e la procedura di elaborazione dei risultati sono descritte nella sottosezione seguente.

2.5.1 Impostazione delle analisi

Le analisi dinamiche sono state sviluppate facendo riferimento alla configurazione sperimentale SIN_01_00, scelta come caso per la validazione del modello numerico. Tale configurazione, coerentemente con le osservazioni sperimentali riportate in [7], rappresenta una parete già danneggiata a seguito delle prove precedentemente condotte nella configurazione SIN_03_00, durante le quali si sono sviluppate fessurazioni localizzate in corrispondenza della base, della mezzeria e della sommità del pannello. Il passaggio dalla configurazione SIN_03_00 alla SIN_01_00 comporta inoltre una variazione della densità equivalente della trave di sommità. La riproduzione numerica dell'intera sequenza sperimentale, includendo la variazione della densità equivalente della trave, ha evidenziato difficoltà di convergenza del modello; si è pertanto scelto di rappresentare direttamente lo stato iniziale della configurazione SIN_01_00 mediante un pre-danneggiamento del modello.

In particolare, il pre-danneggiamento è stato introdotto nelle interfacce appartenenti al gruppo MidCrack, rappresentative della fessura in mezzeria, nonché nei contatti tra muratura e fondazione (Brick–Foundation) e tra muratura e trave di sommità (Brick–Steel Beam), annullando la coesione e la resistenza a trazione e mantenendo esclusivamente il contributo attrittivo. Tale scelta consente di riprodurre le condizioni del provino già danneggiato osservato sperimentalmente.

La Figura 2.12 mostra il modello numerico della parete e la distribuzione delle interfacce alle quali sono state assegnate proprietà meccaniche prive di resistenza a trazione e coesione, utilizzate per rappresentare lo stato fessurativo iniziale della configurazione sperimentale SIN_01_00.

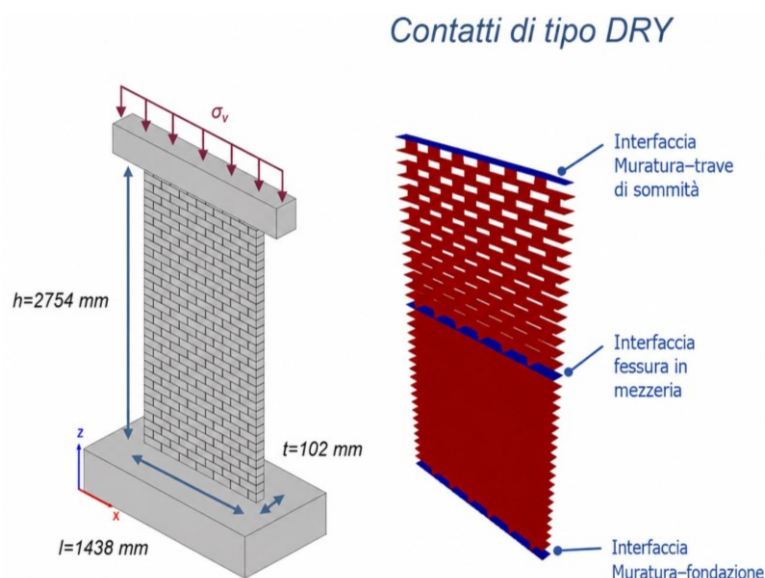


Figura 2.12: Geometria del modello numerico (sinistra) e individuazione delle interfacce con resistenza a trazione e coesione nulla (destra).

L'input sismico è stato applicato mediante storie temporali di velocità (velocity histories), in accordo con la formulazione dinamica implementata nel software 3DEC [6]. L'impiego della velocità come condizione al contorno risulta infatti maggiormente compatibile con l'algoritmo esplicito di integrazione adottato dal codice e garantisce una più stabile propagazione del moto all'interno del modello numerico. Le corrispondenti accelerazioni sono state successivamente ricavate per derivazione numerica delle storie temporali di velocità, così da consentire il confronto diretto con i dati sperimentali.

Coerentemente con la configurazione sperimentale di riferimento, la medesima storia temporale di velocità è stata applicata sia alla fondazione sia alla trave di sommità, come mostrato in

Figura 2.13, imponendo un moto uniforme dell'intero sistema durante ciascuna analisi dinamica.

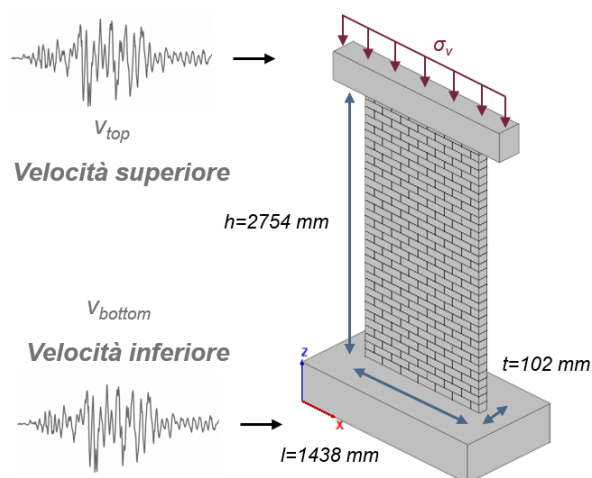


Figura 2.13: Schema di applicazione dell'input dinamico nel modello numerico.

La sequenza degli input numerici riproduce quella adottata nella campagna sperimentale [7], considerando esclusivamente gli input Gr_1 e Gr_2. La configurazione RWA non è stata invece simulata, poiché nella campagna sperimentale aveva esclusivamente la funzione di incrementare il livello di danneggiamento della parete tra le due serie di prove e non costituisce pertanto una configurazione significativa ai fini della validazione del modello numerico.

Per ridurre l'onere computazionale, gli input numerici sono stati opportunamente accorciati, mantenendo esclusivamente l'intervallo temporale contenente la durata significativa dell'input sismico, senza alterarne le caratteristiche principali né il contenuto energetico.

La Tabella 2.5 riporta la sequenza delle analisi dinamiche considerate nel presente lavoro, indicando per ciascuna prova l'input applicato, il relativo fattore di scala, il valore di accelerazione di picco (Peak Ground Acceleration, PGA) e il valore del massimo spostamento in corrispondenza della mezzeria (Mid Height Displacement, MHD).

Tabella 2.5: Sequenza degli input dinamici considerati nelle analisi numeriche.

Test #	Input Dinamico	SF [%]	PGA [g]	MHD [mm]
1	Gr_1	40	+0,08	-0,35
2	Gr_1	80	+0,17	-0,73
3	Gr_1	100	+0,21	-0,92
4	Gr_1	160	+0,34	-1,28
5	Gr_1	200	+0,41	+1,94
6	Gr_1	250	+0,51	-7,42

7	Gr_1	300	+0,60	-14,42
8	Gr_1	350	+0,73	-16,60
1	Gr_2	100	+0,44	+2,87
2	Gr_2	150	+0,64	-9,86
3	Gr_2	200	+0,85	Collasso

Infine, i risultati forniti da 3DEC [6] sono stati elaborati mediante una procedura automatizzata sviluppata in ambiente MATLAB [19], finalizzata all'estrazione delle principali grandezze di interesse, tra cui storie temporali di spostamento, curve isteretiche e curve di capacità, utilizzate nelle successive fasi di confronto numerico-sperimentale.

2.5.2 Time history degli spostamenti

Le prestazioni del modello numerico di riferimento sono state valutate mediante il confronto tra le storie temporali degli spostamenti ottenuti dalle simulazioni numeriche e quelli misurati durante la campagna sperimentale. I risultati presentati nel seguito riguardano il modello numerico di riferimento, caratterizzato dalla formulazione cinematica Large Strain, dall'impiego del modello costitutivo TSC Linear per i giunti murari e da una strategia di smorzamento di Maxwell con rapporto di smorzamento pari al 5%, definita nell'intervallo di frequenze 1 – 50 Hz. La formulazione Large Strain è stata adottata poiché consente di aggiornare continuamente la configurazione geometrica del modello durante l'analisi, rappresentando in maniera più realistica i grandi spostamenti, le elevate rotazioni e l'evoluzione dei contatti che caratterizzano il comportamento fuori dal piano delle pareti murarie fino al collasso.

Per rendere più agevole la lettura, vengono riportati esclusivamente alcuni casi ritenuti maggiormente rappresentativi della sequenza sperimentale, selezionati in modo da evidenziare l'evoluzione della risposta della parete al crescere dell'intensità dell'input sismico.

Il confronto numerico-sperimentale è stato sviluppato considerando gli spostamenti misurati nei tre punti di controllo WP13, WP14 e WP15, corrispondenti ai trasduttori installati lungo l'altezza della parete (rispettivamente a un quarto, a metà e a tre quarti) durante le prove sperimentali come mostrato in Figura 2.14.

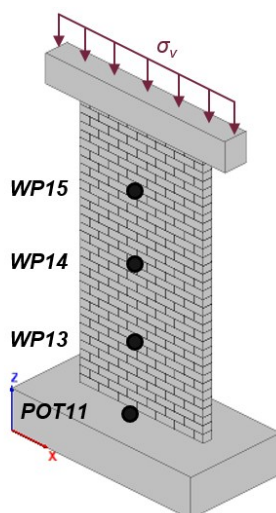


Figura 2.14: Posizione della strumentazione utilizzata per il confronto numerico-sperimentale.

Gli spostamenti sono espressi in termini relativi rispetto alla base della parete, sottraendo ai valori registrati il corrispondente spostamento del potenziometro POT11, installato sulla fondazione. Tale operazione consente di eliminare il contributo di traslazione della base ed esprimere gli spostamenti della parete rispetto alla fondazione, consentendo un confronto diretto tra risultati numerici e sperimentali.

Le figure riportate nel seguito mostrano il confronto tra le storie temporali degli spostamenti ottenute sperimentalmente e quelle ricavate dal modello numerico di riferimento per quattro livelli rappresentativi della sequenza sperimentale Gr_1, corrispondenti agli input Gr_1 40%, Gr_1 160%, Gr_1 300% e Gr_1 350%. Il confronto è stato sviluppato considerando gli spostamenti relativi misurati nei tre punti di controllo WP13, WP14 e WP15, la cui posizione lungo l'altezza della parete è riportata in Figura 2.14.

L'insieme dei risultati mostrati in Figura 2.15, evidenzia come il modello numerico sia in grado di riprodurre correttamente l'evoluzione della risposta fuori dal piano al crescere dell'intensità dell'input sismico. Per il livello di eccitazione più basso (Gr_1 40%) la parete manifesta spostamenti contenuti e un comportamento pressoché lineare; in tale configurazione il modello riproduce correttamente l'istante di attivazione della risposta e l'ordine di grandezza degli spostamenti nei tre punti di misura. Il confronto risulta particolarmente soddisfacente nei punti WP14 e WP15, mentre nel punto WP13 gli spostamenti risultano molto ridotti e maggiormente influenzati dal rumore sperimentale, rendendo il confronto meno significativo. All'aumentare dell'intensità dell'input (Gr_1 160% e Gr_1 300%) si osserva un progressivo incremento degli spostamenti e una più marcata attivazione del meccanismo di rocking. Anche in queste

configurazioni il modello numerico riproduce in maniera soddisfacente l'innescò della risposta dinamica, il contenuto oscillatorio dominante e l'ordine di grandezza degli spostamenti lungo l'altezza della parete. Le principali differenze rispetto ai risultati sperimentali riguardano l'ampiezza di alcuni picchi e il decadimento delle oscillazioni nelle fasi finali della risposta, differenze che risultano comunque limitate e non compromettono la capacità del modello di rappresentare il comportamento globale della parete.

L'ultimo caso analizzato (Gr_1 350%) rappresenta la configurazione nella quale il modello numerico raggiunge la condizione di collasso. Nella figura tale condizione è evidenziata mediante il simbolo "X", che identifica il punto in cui gli spostamenti numerici raggiungono il limite di collasso adottato nell'analisi. Fino a tale istante il modello riproduce correttamente l'attivazione della risposta e l'evoluzione degli spostamenti nei tre punti di misura; successivamente la perdita di stabilità determina una rapida crescita degli spostamenti numerici e la conseguente interruzione della simulazione, mentre il provino sperimentale continua ad oscillare senza raggiungere il collasso durante il medesimo livello di input.

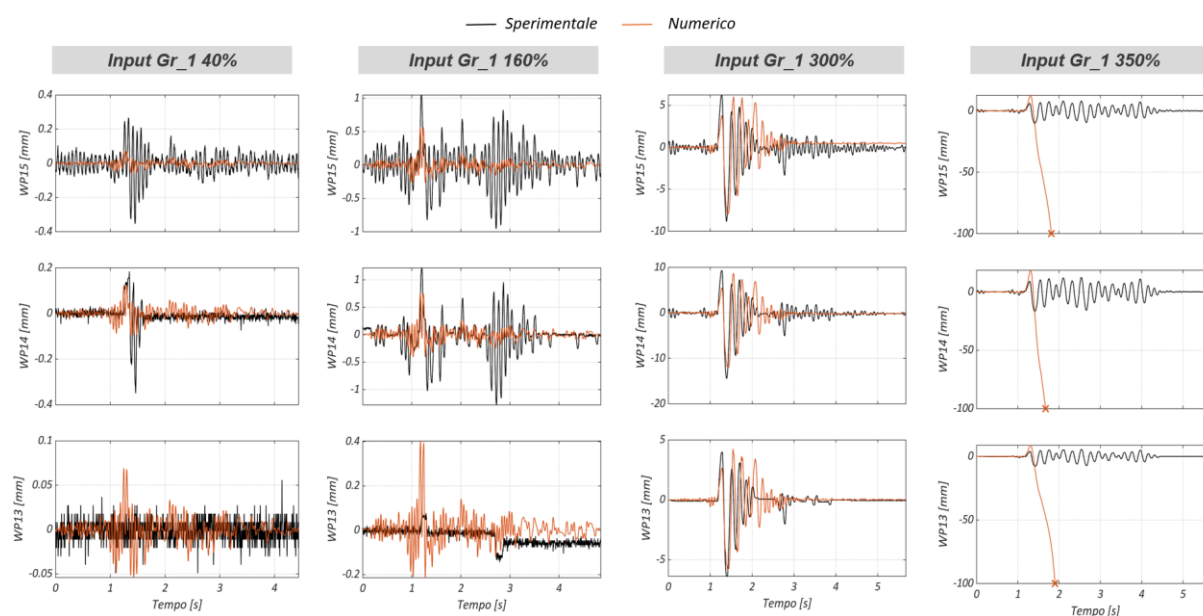


Figura 2.15: Confronto tra le storie temporali degli spostamenti sperimentali e numerici nei punti di misura WP13, WP14 e WP15 per quattro livelli rappresentativi della sequenza sperimentale Gr_1 (40%, 160%, 300% e 350%).

Il modello numerico mostra pertanto un collasso anticipato rispetto a quanto osservato sperimentalmente. Tale differenza può essere tuttavia contestualizzata considerando i livelli di accelerazione associati agli accelerogrammi applicati. Come mostrato nella Figura 2.16, l'input Gr_1 350% presenta una domanda in accelerazione confrontabile con quella dell'input Gr_2 200%, in corrispondenza del quale viene effettivamente osservato il collasso durante la

campagna sperimentale [7]. Sebbene i due segnali non possano essere considerati equivalenti dal punto di vista della domanda dinamica complessiva, tale confronto evidenzia come il collasso numerico si verifichi in corrispondenza di un input caratterizzato da livelli di accelerazione comparabili a quelli associati al collasso sperimentale.

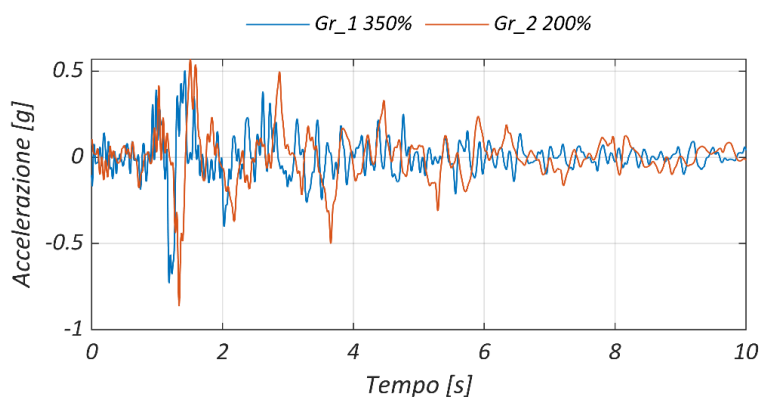


Figura 2.16: Sovrapposizione delle time history accelerometriche sperimentali associate agli input Gr_1 350% e Gr_2 200%.

Nel complesso, il confronto numerico-sperimentale evidenzia una buona capacità del modello DEM, implementato in ambiente 3DEC [6], di riprodurre l'evoluzione temporale della risposta fuori dal piano della parete per i diversi livelli di intensità considerati. Pur mostrando un'anticipazione della condizione di collasso rispetto alla sequenza sperimentale, il modello riproduce in modo soddisfacente l'evoluzione degli spostamenti e la progressiva amplificazione della risposta al crescere dell'intensità dell'input.

2.5.3 Curve di capacità

Al fine di fornire una valutazione della risposta globale della parete, i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche sono stati rielaborati mediante curve di capacità costruite correlando i massimi spostamenti registrati durante ciascun test con la corrispondente intensità massima dell'input sismico.

Nel presente lavoro viene considerata la curva di capacità PGA–spostamento, che mette in relazione il massimo spostamento sviluppato dalla parete con la PGA, ossia il massimo valore di accelerazione registrato dall'accelerometro ACC2, posto alla base della parete in corrispondenza della fondazione. Per ciascun input dinamico, il valore di PGA è stato ricavato come massimo valore assoluto della corrispondente storia temporale di accelerazione, sia nelle prove sperimentali sia nelle simulazioni numeriche. Le curve sono state costruite associando, per ciascun input dinamico, il massimo spostamento relativo registrato nel punto di misura

considerato (WP13, WP14 oppure WP15) con il corrispondente valore massimo di PGA. La successione dei punti, ordinati secondo l'intensità crescente degli input applicati, consente di descrivere l'evoluzione della risposta della parete al crescere della domanda sismica e di confrontare i risultati numerici con quelli sperimentali.

Dall'analisi della Figura 2.17 emerge una buona corrispondenza tra risultati numerici e sperimentali per bassi e medi livelli di intensità sismica. In particolare, il modello riproduce in maniera soddisfacente la progressiva crescita degli spostamenti nei tre punti di misura al crescere della PGA, evidenziando una corretta rappresentazione della risposta globale della parete.

Le differenze risultano maggiormente evidenti per gli input di intensità più elevata. In particolare, il modello numerico raggiunge la condizione di collasso durante l'input Gr_1 350%, determinando l'interruzione delle simulazioni e, di conseguenza, della corrispondente curva di capacità. Nelle prove sperimentali, invece, il collasso della parete viene osservato durante il successivo input Gr_2 200%.

Il modello numerico mostra pertanto un'anticipazione della condizione di collasso rispetto alla sequenza sperimentale. Come discusso nella Sottosezione 2.5.2, tuttavia, gli accelerogrammi Gr_1 350% e Gr_2 200% presentano livelli di accelerazione massima confrontabili. Sebbene i due segnali non possano essere considerati equivalenti in termini di domanda dinamica complessiva, tale confronto consente di contestualizzare l'anticipazione del collasso osservata numericamente, evidenziando come questa si verifichi in corrispondenza di un input caratterizzato da livelli di accelerazione comparabili a quelli associati al collasso sperimentale.

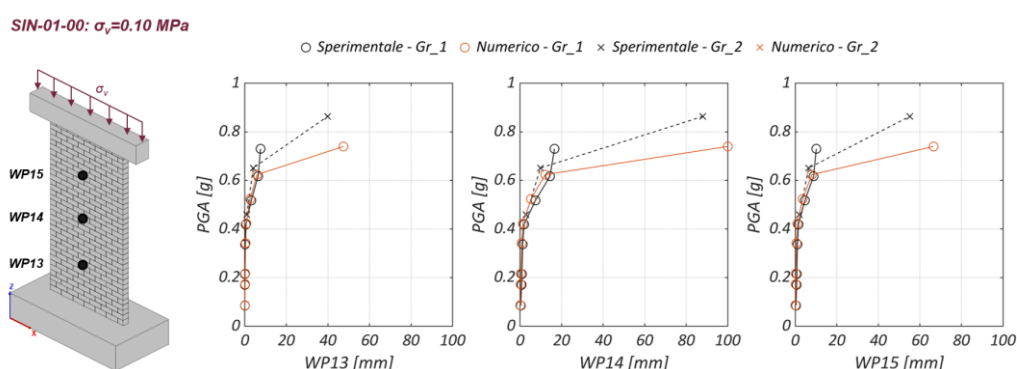


Figura 2.17: Confronto tra le curve di capacità sperimentali e numeriche in termini di PGA e massimo spostamento relativo di WP13, WP14 e WP15.

2.5.4 Curve isteretiche

Le curve isteretiche costituiscono un efficace strumento per analizzare la risposta ciclica della parete muraria durante le prove dinamiche, consentendo di valutare simultaneamente la rigidezza, la capacità dissipativa e l'evoluzione del comportamento non lineare al crescere dell'intensità dell'input sismico.

Per la determinazione della forza equivalente sperimentale è stata assunta una distribuzione lineare delle accelerazioni lungo l'altezza della parete, schematizzando il pannello mediante due macro-blocchi di uguale massa. Le accelerazioni dei rispettivi centri di massa sono state ricavate mediante interpolazione lineare delle accelerazioni misurate dagli accelerometri installati alla base (ACC2/ACC3), in mezzeria (ACC7) e in sommità (ACC6), come illustrato in Figura 2.18.

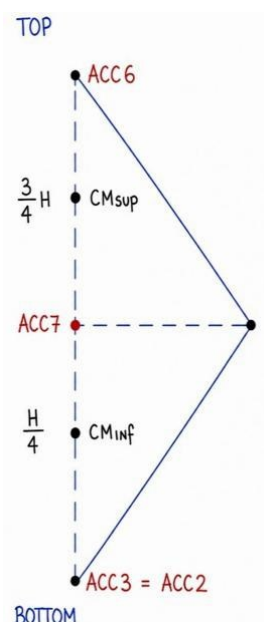


Figura 2.18: Schema adottato per la determinazione della forza equivalente sperimentale.

Le accelerazioni dei due centri di massa sono state calcolate mediante l'equazione (2.6) e l'equazione (2.7), mentre la forza è calcolata mediante l'equazione (2.8).

$$a_{CMinf} = a_{base} + 0,5 \cdot (a_{mid} - a_{base}) \quad (2.6)$$

$$a_{CMsup} = a_{mid} + 0,5 \cdot (a_{top} - a_{mid}) \quad (2.7)$$

$$F = \frac{M}{2} \cdot a_{CMinf} + \frac{M}{2} \cdot a_{CMsup} \quad (2.8)$$

dove M rappresenta la massa totale della parete muraria; a_{base} , a_{mid} e a_{top} indicano rispettivamente le accelerazioni misurate alla base, in mezzeria e in sommità della parete, corrispondenti agli accelerometri ACC2/ACC3, ACC7 e ACC6; a_{CMinf} e a_{CMsup} rappresentano

invece le accelerazioni dei centri di massa del macro-blocco inferiore e del macro-blocco superiore, mentre F rappresenta la forza equivalente sperimentale associata alla risposta del sistema.

Lo spostamento riportato in ascissa corrisponde allo spostamento relativo misurato nel punto WP14, posto in prossimità della mezzeria della parete, così da mantenere piena coerenza con la procedura adottata nel lavoro sperimentale di riferimento [7].

Per le simulazioni numeriche, la forza equivalente è stata ricavata mediante post-processing delle history esportate da 3DEC [6], mentre lo spostamento è stato ottenuto nel punto di monitoraggio corrispondente a WP14. Prima della costruzione delle curve isteretiche è stata applicata una procedura di *smoothing* dei segnali numerici, finalizzata esclusivamente a ridurre le oscillazioni numeriche ad alta frequenza e a migliorarne la leggibilità, senza modificarne il comportamento globale.

Le curve isteretiche ottenute sono riportate in Figura 2.19, nella quale vengono confrontati i risultati sperimentali e numerici relativi al modello di riferimento.

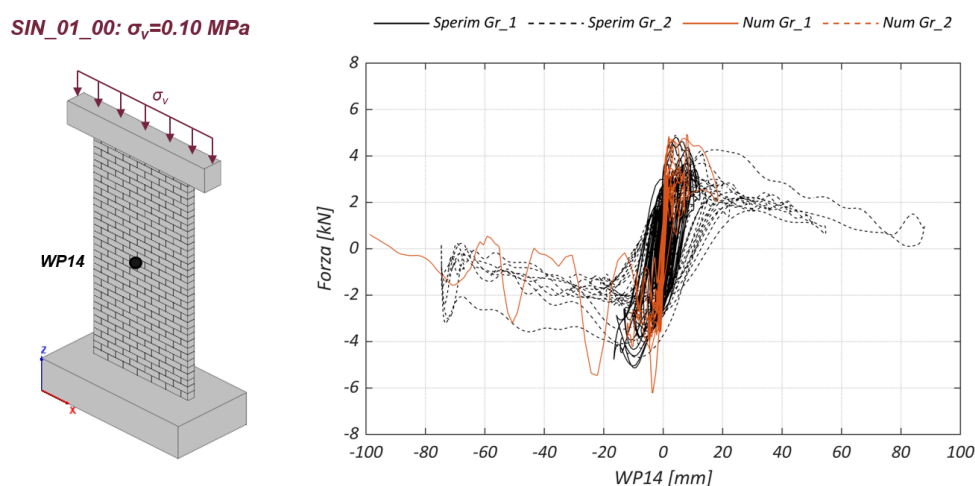


Figura 2.19: Confronto tra le curve isteretiche sperimentali e numeriche.

Si osserva come il modello numerico riproduca in maniera soddisfacente la forma complessiva dei cicli isteretici associati alla sequenza Gr_1, evidenziando una buona corrispondenza sia in termini di rigidezza iniziale sia di capacità resistente massima. All'aumentare dell'intensità dell'input sismico, i cicli mostrano un progressivo ampliamento e una riduzione della rigidezza, in accordo con quanto osservato sperimentalmente.

La simulazione numerica si interrompe durante l'input Gr_1 350%, in corrispondenza del raggiungimento della condizione di collasso numerico. Di conseguenza, non è possibile completare la successiva sequenza Gr_2 e le curve isteretiche numeriche risultano disponibili

esclusivamente per gli input appartenenti alla sequenza Gr_1. Come discusso nella Sottosezione 2.5.2, l'input Gr_1 350% presenta tuttavia livelli di accelerazione massima confrontabili con quelli dell'input Gr_2 200%, durante il quale viene osservato il collasso sperimentale. Sebbene i due segnali non possano essere considerati equivalenti in termini di domanda dinamica complessiva, tale confronto consente di contestualizzare l'anticipazione del collasso osservata numericamente.

Nel complesso, il confronto delle curve isteretiche evidenzia una buona capacità del modello numerico di riprodurre il comportamento ciclico globale della parete e la progressiva evoluzione della risposta non lineare per gli input precedenti al raggiungimento della condizione di collasso numerico.

3 CALIBRAZIONE AVANZATA DEL MODELLO NUMERICO

3.1 PREMESSA

Nel Capitolo 2 è stata completata la calibrazione preliminare del modello numerico sviluppato in ambiente 3DEC [6] mediante il confronto sistematico con i risultati della campagna sperimentale. Tale processo ha portato all'individuazione di una configurazione di riferimento caratterizzata dall'impiego della formulazione cinematica Large Strain, del legame costitutivo TSC Linear e di uno smorzamento viscoso di Maxwell pari al 5% nell'intervallo di frequenze compreso tra 1 e 50 *Hz*.

La configurazione così definita ha mostrato una buona capacità di riprodurre la risposta fuori dal piano della parete muraria, evidenziando un soddisfacente accordo con le osservazioni sperimentali in termini di evoluzione temporale degli spostamenti, curve di capacità e curve isteretiche. Essa rappresenta pertanto il modello di riferimento a partire dal quale è stata sviluppata la successiva fase di calibrazione avanzata.

L'obiettivo del presente capitolo è valutare l'influenza di alcune scelte di modellazione sulla risposta numerica, al fine di individuare una configurazione maggiormente rappresentativa del comportamento sperimentale della parete. A differenza della fase precedente, nella quale il modello è stato validato mantenendo inalterate le principali caratteristiche meccaniche, in questa fase vengono analizzate alcune modifiche mirate riguardanti i parametri ritenuti più influenti sulla risposta dinamica.

In particolare, sono state investigate tre differenti configurazioni numeriche, ottenute modificando un solo aspetto del modello alla volta rispetto alla configurazione di riferimento:

- Incremento dello smorzamento viscoso di Maxwell dal 5% all'8%, sempre all'interno del range di frequenze 1 – 50 *Hz*;
- Adozione del legame costitutivo CMS in sostituzione al TSC Linear;
- Riduzione del 90% della rigidezza elastica normale e tangenziale dei giunti.

Per ciascuna configurazione modellistica viene effettuato un confronto sistematico con il modello di riferimento validato nel Capitolo 2, riportando contestualmente anche i corrispondenti risultati sperimentali. Il confronto è sviluppato mediante l'analisi delle time history degli spostamenti, delle curve di capacità e delle curve isteretiche, così da valutare

l'influenza delle singole modifiche introdotte sulla capacità del modello di riprodurre il comportamento osservato sperimentalmente.

3.2 EFFETTO DELLA STRATEGIA DI SMORZAMENTO NUMERICO

Per valutare la sensibilità della risposta numerica alla strategia di dissipazione adottata nelle analisi dinamiche è stata condotta un'ulteriore campagna di simulazioni modificando esclusivamente la percentuale di smorzamento viscoso di Maxwell. L'obiettivo è verificare se una diversa entità dello smorzamento numerico possa migliorare la riproduzione della risposta sperimentale oppure influenzare in modo significativo la previsione del comportamento fuori dal piano della parete.

3.2.1 Motivazioni e implementazione numerica

Nel modello di riferimento sviluppato nel Capitolo 2 è stato adottato uno smorzamento viscoso di Maxwell pari al 5% nell'intervallo di frequenze compreso tra 1 e 50 Hz, valore individuato durante la fase di calibrazione preliminare in quanto in grado di garantire una risposta numericamente stabile e coerente con le osservazioni sperimentali.

Al fine di valutare la sensibilità del modello a tale parametro, è stata considerata una seconda configurazione caratterizzata da uno smorzamento viscoso pari all'8%, mantenendo invariati tutti gli altri aspetti della modellazione numerica, quali la formulazione cinematica Large Strain, il legame costitutivo TSC Linear e le proprietà meccaniche della muratura e dei contatti.

L'incremento della percentuale di smorzamento è stato introdotto esclusivamente per analizzare l'influenza della dissipazione numerica sulla risposta dinamica della parete, verificando eventuali effetti sulla riproduzione delle time history di spostamento, delle curve di capacità e delle curve isteretiche. In questo modo è stato possibile isolare l'effetto della strategia di smorzamento, senza alterare gli altri parametri del modello numerico.

3.2.2 Risultati e discussione

Le seguenti figure riportano il confronto tra il modello di riferimento, caratterizzato da uno smorzamento di Maxwell pari al 5%, e il modello con smorzamento incrementato all'8%, riportando contestualmente anche i corrispondenti risultati sperimentali. Il confronto è sviluppato in termini di time history degli spostamenti per livelli crescenti di intensità dell'input sismico.

Per bassi livelli di intensità sismica, come nel caso dell'input Gr_1 40% riportato in Figura 3.1, le differenze tra le due configurazioni risultano limitate. Entrambi i modelli riproducono una risposta caratterizzata da spostamenti contenuti, evidenziando come la variazione della percentuale di smorzamento non influenzi il comportamento della parete in campo pressoché elastico.

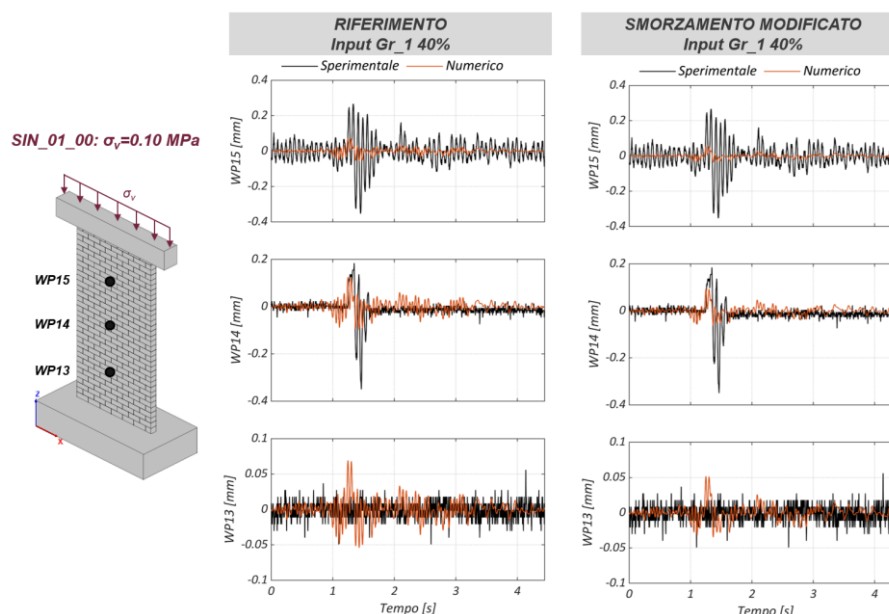


Figura 3.1: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8% per l'input Gr_1 40%.

Per livelli intermedi di intensità, rappresentati dall'input Gr_1 250% mostrato in Figura 3.2, emerge invece una differenza significativa tra le due configurazioni. Il modello con smorzamento pari all'8% mostra una risposta eccessivamente smorzata, con una rapida attenuazione delle oscillazioni e una sottostima degli spostamenti rispetto ai risultati sperimentali. In questo caso il modello di riferimento, caratterizzato da uno smorzamento del 5%, fornisce un accordo migliore con la risposta sperimentale, evidenziando come, per questo livello di input, l'incremento della dissipazione viscosa determini una risposta eccessivamente smorzata rispetto a quella sperimentale.

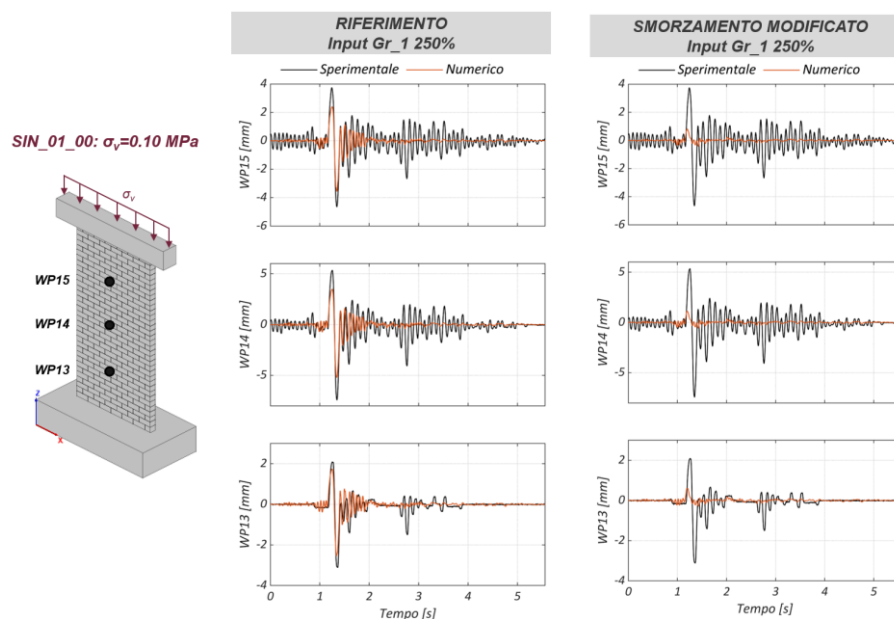


Figura 3.2: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8% per l'input Gr_1 250%.

Per livelli di domanda sismica più elevati il comportamento risulta opposto. Nel caso dell'input Gr_1 300% riportato in Figura 3.3, l'incremento dello smorzamento consente infatti di riprodurre con maggiore accuratezza lo spostamento osservato sperimentalmente, migliorando il confronto tra risposta numerica e sperimentale rispetto alla configurazione di riferimento.

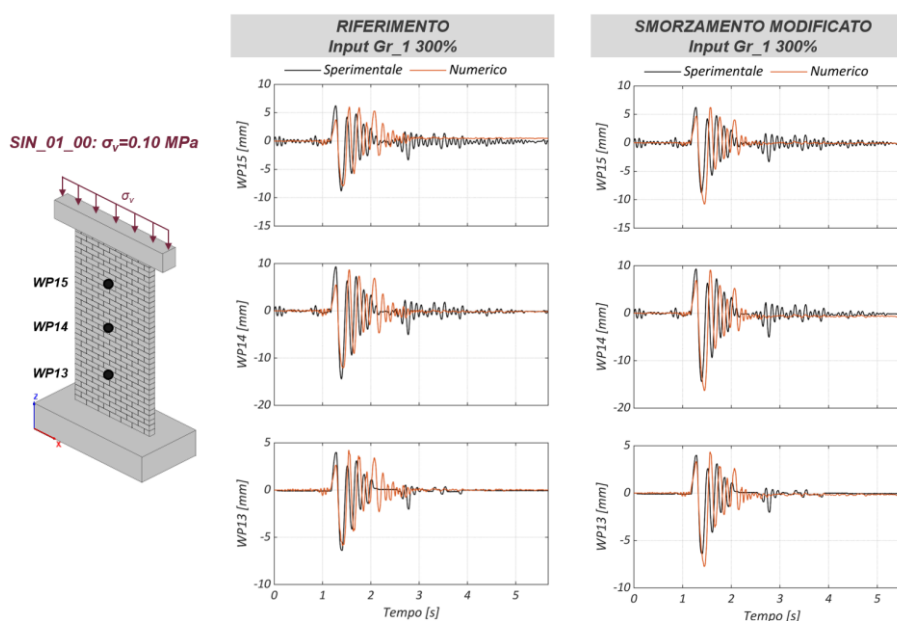


Figura 3.3: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8% per l'input Gr_1 300%.

Infine, per l'input Gr_1 350% riportato in Figura 3.4, si ha che entrambe le configurazioni raggiungono il collasso numerico, senza evidenziare variazioni nella soglia di instabilità. La

modifica della percentuale di smorzamento, pertanto, ha influenzato l'evoluzione della risposta dinamica, ma non ha alterato la capacità resistente del modello né l'intensità sismica corrispondente al collasso.

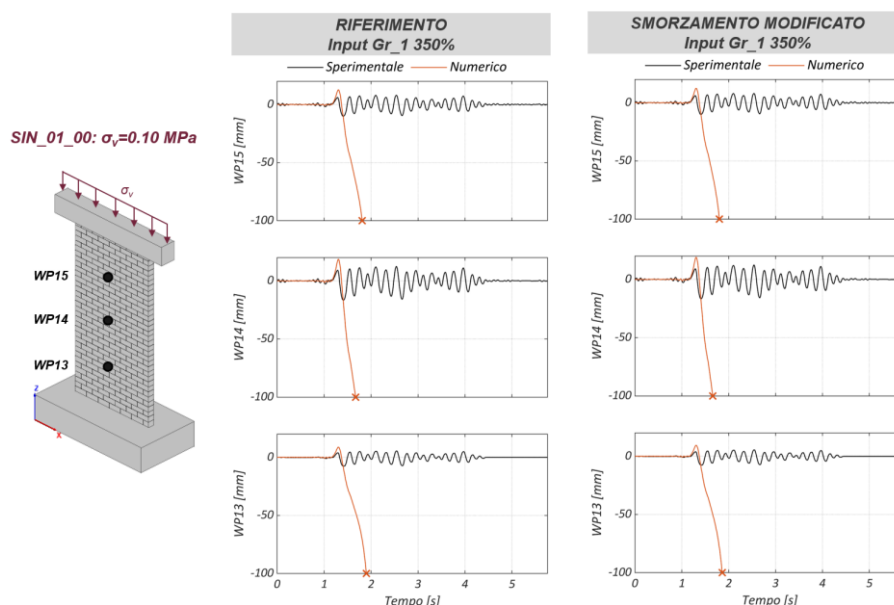


Figura 3.4: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8% per l'input Gr_1 350%.

Nel complesso, il confronto delle time history evidenzia come non sia possibile individuare un unico valore di smorzamento in grado di riprodurre con la stessa accuratezza l'intera campagna sperimentale. Mentre uno smorzamento pari al 5% risulta più rappresentativo per gli input di intensità intermedia, un valore pari all'8% descrive meglio la risposta associata agli input più severi. Tale comportamento suggerisce che, nell'ambito della modellazione numerica, differenti livelli di danneggiamento possano richiedere differenti livelli di dissipazione equivalente e che un unico coefficiente di smorzamento viscoso rappresenti necessariamente un compromesso tra le diverse condizioni di risposta.

Le curve di capacità riportate nella Figura 3.5, confermano quanto osservato nelle time history. L'incremento della percentuale di smorzamento produce infatti variazioni trascurabili in termini di capacità globale della parete. Le due configurazioni presentano infatti curve pressoché sovrapponibili e raggiungono il collasso alla medesima intensità dell'input sismico. L'effetto dello smorzamento risulta quindi limitato alla descrizione della risposta dinamica e della dissipazione delle oscillazioni, senza modificare in maniera significativa la capacità resistente del modello.

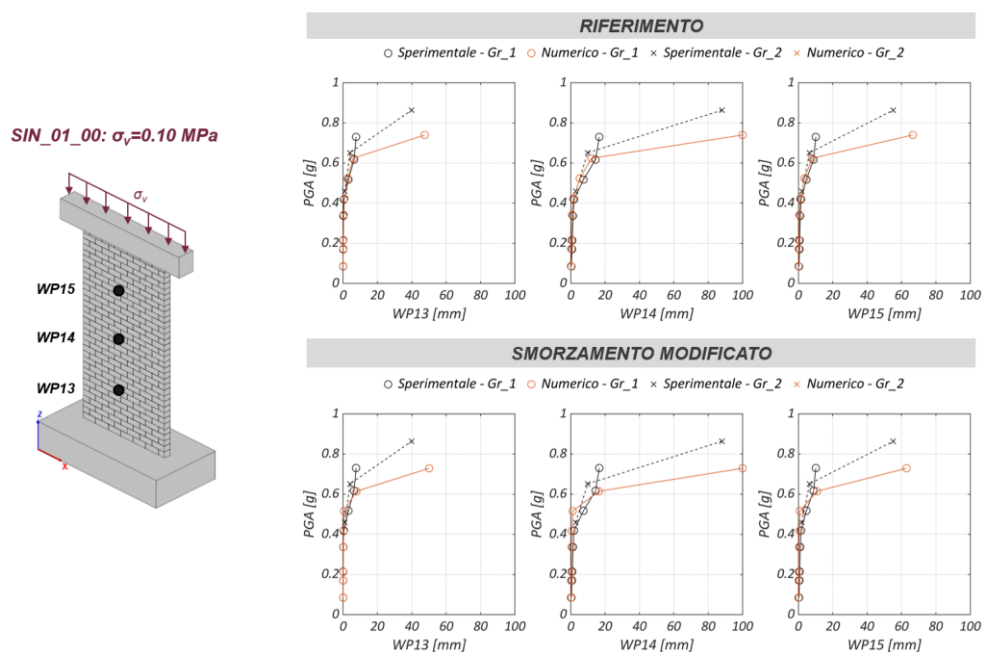


Figura 3.5: Confronto tra le curve di capacità espresse in termini di PGA e spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8%.

Il confronto dei cicli di isteresi riportato in Figura 3.6 evidenzia come l'incremento dello smorzamento influenzi principalmente l'evoluzione della risposta dinamica, determinando una maggiore attenuazione delle oscillazioni successive al picco e, per i livelli di intensità più contenuti, una riduzione dello spostamento massimo raggiunto. Tuttavia, tale modifica non comporta un miglioramento sistematico del confronto con i risultati sperimentali, risultando vantaggiosa solo per specifici livelli di intensità dell'input. Nel complesso, i risultati mostrano pertanto come la percentuale di smorzamento influenzi principalmente l'ampiezza e l'evoluzione temporale della risposta, mentre le variazioni osservate in termini di capacità resistente globale risultano trascurabili.

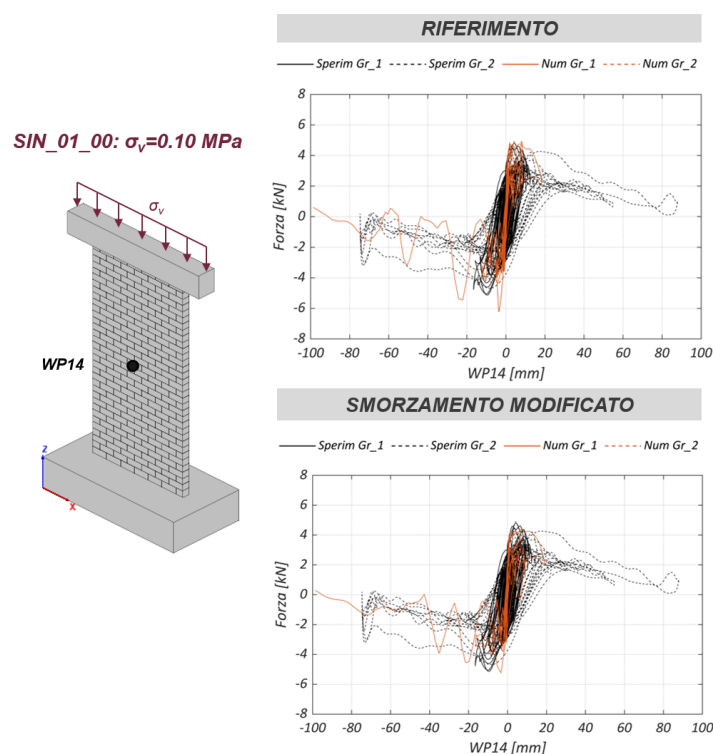


Figura 3.6: Confronto tra le curve isteretiche ottenute con il modello di riferimento e con il modello con smorzamento di Maxwell pari all'8%.

3.3 EFFETTO DEL LEGAME COSTITUTIVO

Al fine di valutare l'influenza del modello costitutivo assegnato alle interfacce murarie sulla risposta dinamica fuori dal piano, è stata analizzata una configurazione numerica basata sul modello costitutivo ciclico proposto da *Oktiovan et al.* [15], nel seguito indicato come modello CMS.

3.3.1 Motivazioni e implementazione numerica

L'analisi dell'influenza del legame costitutivo è stata sviluppata al fine di valutare se una diversa rappresentazione del comportamento meccanico delle interfacce murarie possa migliorare la capacità del modello numerico di riprodurre la risposta dinamica osservata sperimentalmente. A tale scopo è stato considerato il modello costitutivo CMS, precedentemente descritto, per la simulazione del comportamento non lineare delle interfacce murarie.

Rispetto al modello TSC Linear adottato nella configurazione di riferimento, il modello CMS consente una descrizione più articolata dell'evoluzione del danneggiamento delle interfacce, rappresentando in modo progressivo la degradazione della rigidezza e della resistenza durante l'apertura e lo scorrimento dei giunti. Tra i parametri caratteristici del modello assume

particolare importanza il parametro n_{limit} , che definisce il limite inferiore della rigidezza normale residua delle interfacce durante il processo di danneggiamento. Nel presente lavoro è stato assunto n_{limit} pari a 1×10^{-2} , corrispondente all'1% della rigidezza normale iniziale. Tale valore, individuato nell'ambito delle analisi preliminari svolte durante lo sviluppo del modello, è stato successivamente mantenuto costante in tutte le simulazioni.

È opportuno sottolineare che, nel lavoro di *Oktiovan et al.* [15], il modello costitutivo proposto è stato validato con riferimento a prove cicliche sui giunti e a sperimentazioni su pareti soggette ad azioni nel piano, mentre la sua estensione e calibrazione specifica per la risposta fuori dal piano sono indicate dagli stessi autori come oggetto di sviluppi futuri. Sebbene la formulazione sia compatibile con analisi tridimensionali e con azioni fuori dal piano, il relativo comportamento non è stato oggetto di validazione specifica nel lavoro di riferimento.

Alla luce di tale aspetto, l'obiettivo della presente analisi non è stato quello di sviluppare una calibrazione completa del modello CMS per la risposta fuori dal piano, bensì di valutarne preliminarmente l'influenza sulla risposta dinamica della parete mediante un confronto diretto con la configurazione di riferimento validata nel Capitolo 2 e con i corrispondenti risultati sperimentali.

Per le analisi condotte con il modello CMS è stato adottato uno smorzamento viscoso di Maxwell pari al 3%, mantenendo invariato l'intervallo di frequenze compreso tra 1 e 50 Hz.

3.3.2 Risultati e discussione

I risultati ottenuti mediante il legame costitutivo CMS sono stati confrontati con quelli del modello di riferimento, riportando contestualmente anche i corrispondenti risultati sperimentali. Il confronto è sviluppato in termini di time history degli spostamenti per livelli crescenti di intensità dell'input sismico.

Per i livelli di intensità più contenuti, corrispondenti agli input Gr_1 40% e Gr_1 160% (Figura 3.7 e Figura 3.8), il comportamento del modello CMS risulta sostanzialmente analogo a quello della configurazione di riferimento. In entrambi i casi le evoluzioni temporali degli spostamenti nei tre punti di monitoraggio (WP13, WP14 e WP15) riproducono adeguatamente l'andamento generale delle registrazioni sperimentali, evidenziando differenze limitate nell'ampiezza dei picchi e nella fase finale delle oscillazioni. Ciò indica che, per livelli di domanda sismica contenuti o moderati, la risposta globale della parete risulta scarsamente influenzata dalla diversa formulazione del legame costitutivo.

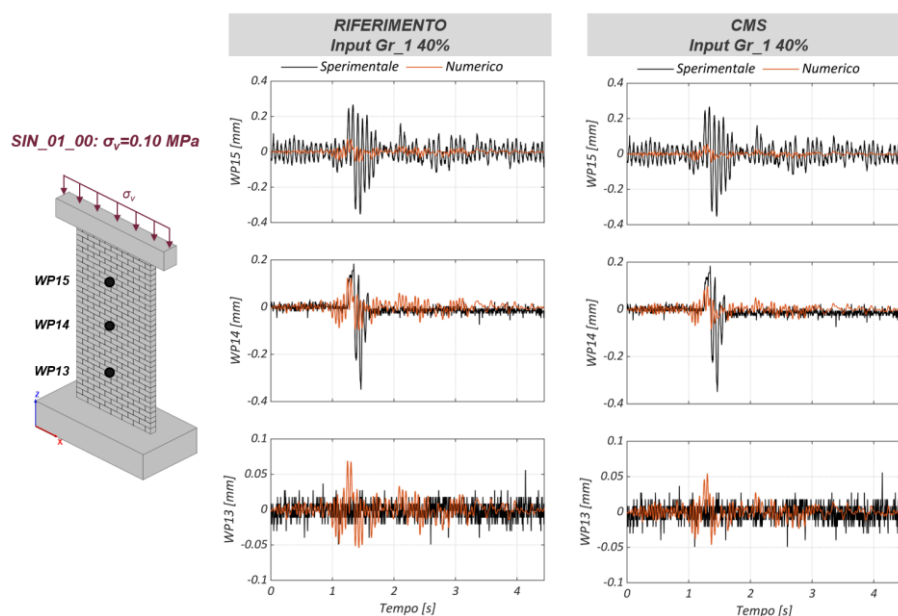


Figura 3.7: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS per l'input Gr_1 40%.

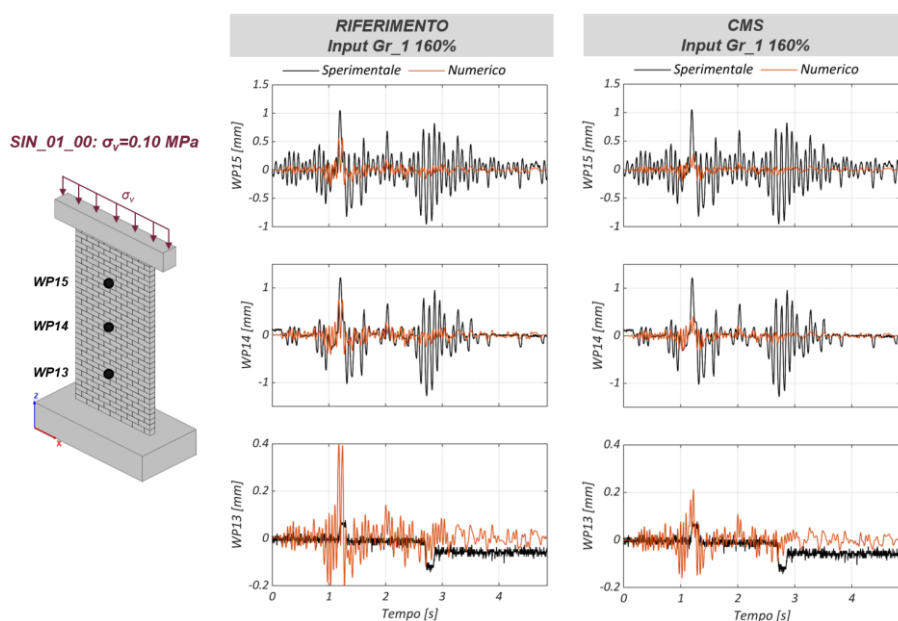


Figura 3.8: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS per l'input Gr_1 160%.

Le differenze tra le due configurazioni risultano più evidenti all'aumentare dell'intensità dell'azione sismica. Come mostrato nella Figura 3.9, relativa all'input Gr_1 300%, il modello CMS presenta una risposta caratterizzata da un primo picco di spostamento più elevato rispetto ai risultati sperimentali. Tuttavia, nelle oscillazioni successive il modello mostra una buona capacità di seguire l'andamento temporale della risposta sperimentale, evidenziando una migliore corrispondenza in termini di evoluzione del segnale rispetto al modello di riferimento.

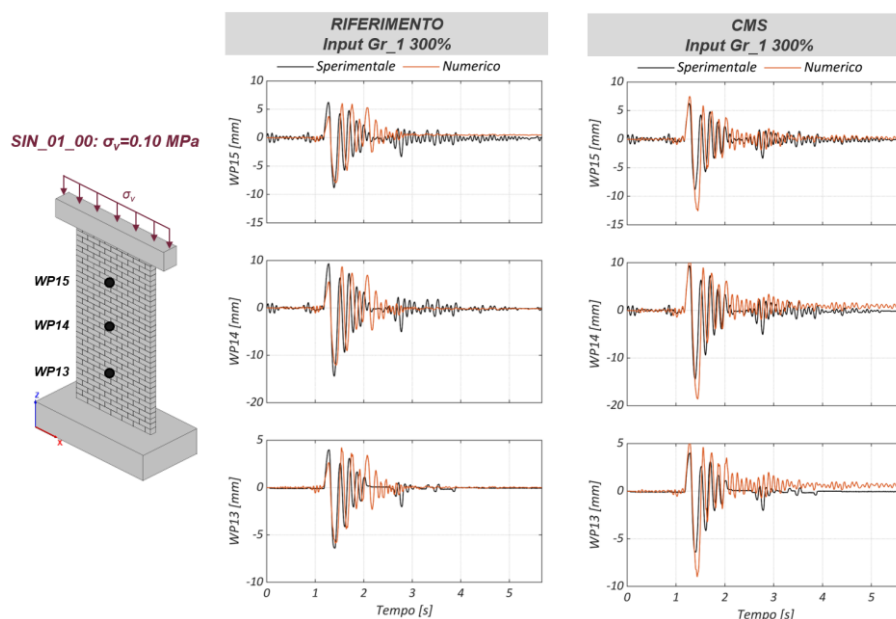


Figura 3.9: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS per l'input Gr_1 300%.

La diversa evoluzione della risposta risulta ancora più evidente confrontando le condizioni di collasso riportate nella Figura 3.10. Mentre il modello di riferimento raggiunge il collasso durante l'input Gr_1 350%, la configurazione CMS completa l'intera sequenza Gr_1 e continua a rispondere anche durante la successiva sequenza Gr_2, raggiungendo il collasso in corrispondenza dell'input Gr_2 200%. Tale comportamento evidenzia come il legame CMS determini una differente evoluzione del danneggiamento delle interfacce, consentendo al modello di mantenere la propria capacità resistente per un intervallo temporale maggiore rispetto alla configurazione di riferimento.

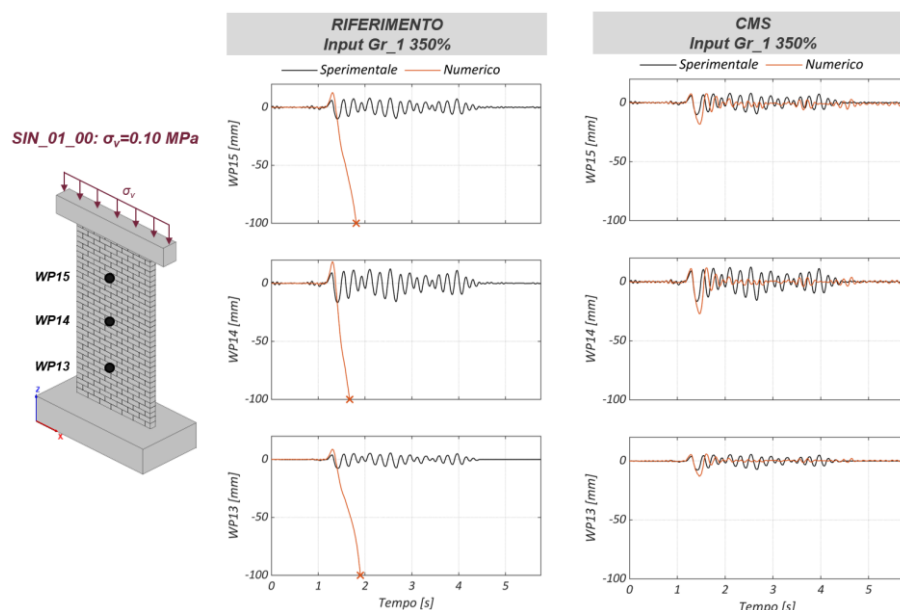


Figura 3.10: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS per l'input Gr_1 350%.

Le stesse considerazioni trovano conferma analizzando le curve di capacità riportate nella Figura 3.11. Considerando il parametro di intensità adottato (PGA), il modello CMS mostra una capacità deformativa superiore rispetto alla configurazione di riferimento. Tale comportamento è coerente con quanto osservato nelle time history e conferma che il nuovo legame costitutivo modifica significativamente la risposta globale della parete nelle condizioni prossime al collasso.

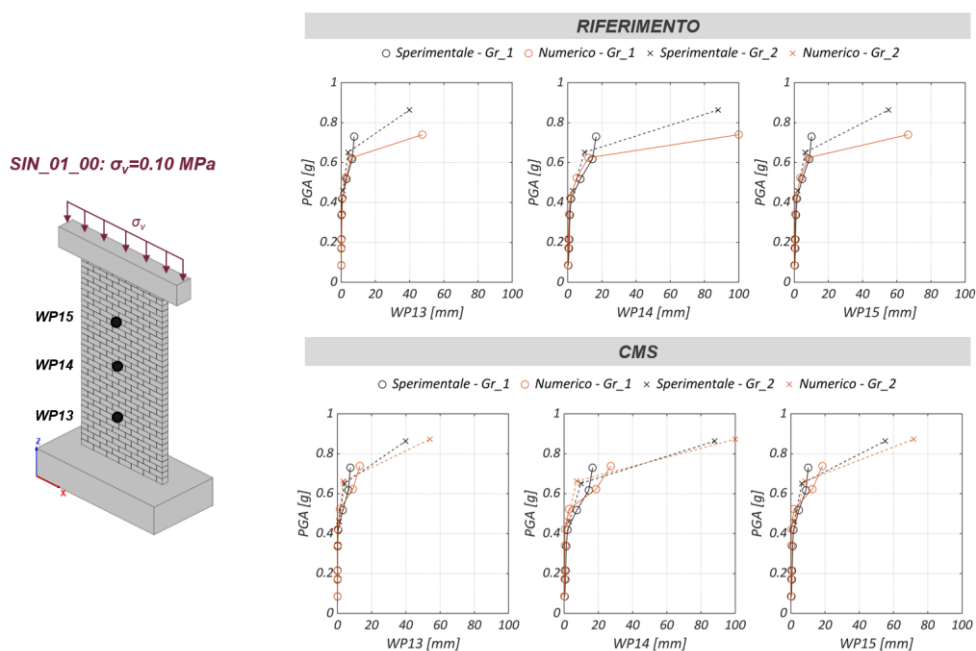


Figura 3.11: Confronto tra le curve di capacità espresse in termini di PGA e spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS.

Il confronto delle curve isteretiche riportato nella Figura 3.12 conferma ulteriormente le differenze introdotte dal legame CMS. Rispetto alla configurazione di riferimento, i cicli isteretici risultano maggiormente estesi lungo l'asse degli spostamenti e mostrano una risposta più deformabile, soprattutto nelle fasi successive all'innescio del danneggiamento. Tale comportamento riflette la diversa evoluzione della rigidità residua delle interfacce prevista dal nuovo modello costitutivo e risulta coerente con il ritardo nel raggiungimento del collasso osservato nelle analisi dinamiche.

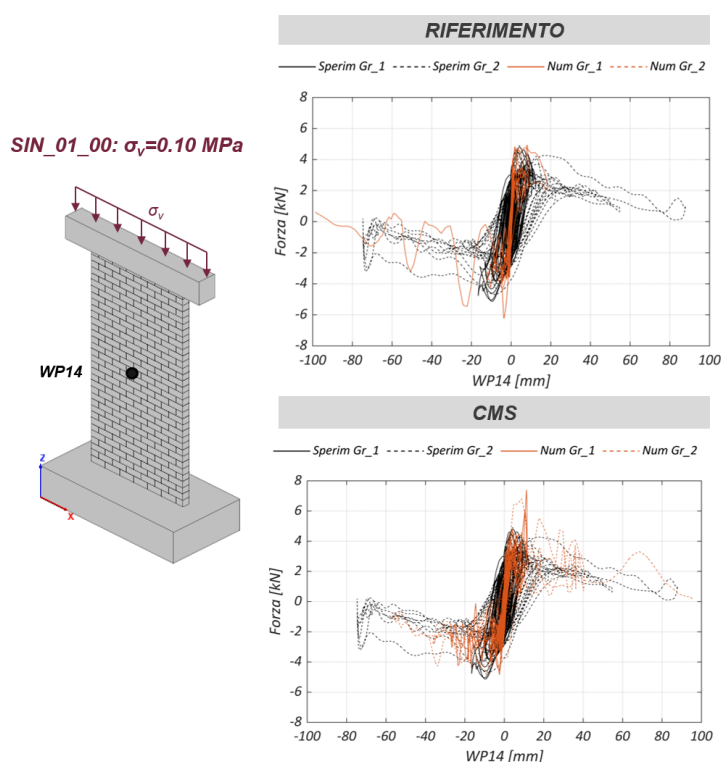


Figura 3.12: Confronto tra le curve isteretiche ottenute con il modello di riferimento e con il modello CMS.

Nel complesso, l'introduzione del legame costitutivo CMS determina una risposta numerica caratterizzata da una maggiore capacità deformativa e da un posticipo del collasso rispetto al modello di riferimento.

3.4 EFFETTO DELLA RIDUZIONE DELLA RIGIDEZZA ELASTICA DEI GIUNTI

L'ultima strategia di calibrazione investigata riguarda l'influenza della rigidità elastica iniziale assegnata ai giunti murari descritti mediante il legame costitutivo TSC Linear. L'obiettivo è valutare se una riduzione delle rigidità normale e tangenziale dei contatti consenta di migliorare la riproduzione della risposta dinamica della parete, mantenendo

inalterate tutte le altre caratteristiche meccaniche e numeriche del modello di riferimento. La scelta della configurazione adottata deriva da uno studio parametrico preliminare basato su analisi pushover, illustrato nella sottosezione seguente.

3.4.1 Motivazioni e implementazione numerica

Come anticipato nel Capitolo 2, a supporto della definizione delle proprietà meccaniche dei giunti è stato condotto uno studio parametrico preliminare mediante analisi pushover, finalizzato a valutare l'influenza della discretizzazione della mesh lungo lo spessore del muro e della rigidità elastica dei contatti sulla risposta globale del sistema. Tale analisi, già introdotta nella fase di definizione del modello numerico, viene qui richiamata in quanto costituisce il presupposto della successiva calibrazione avanzata. Come evidenziato nella Figura 3.13, in cui vengono confrontati i soli rami ascendenti della curva pushover, la variazione della discretizzazione della mesh lungo lo spessore della parete produce effetti limitati sulla risposta globale del modello, mentre la riduzione della rigidità normale e tangenziale dei giunti determina una modifica significativa del ramo elastico iniziale della curva forza-spostamento. In particolare, tra le configurazioni investigate, la riduzione del 90% delle rigidità elastiche consente di ottenere il miglior accordo con la curva trilineare di riferimento proposta da *Tomassetti et al.* [3], riproducendo in maniera più rappresentativa la deformabilità iniziale della parete.

Sulla base di tali evidenze, nelle successive analisi dinamiche è stata adottata la configurazione caratterizzata da una riduzione del 90% delle rigidità normale e tangenziale dei giunti, al fine di valutarne l'influenza sulla risposta fuori dal piano della parete.

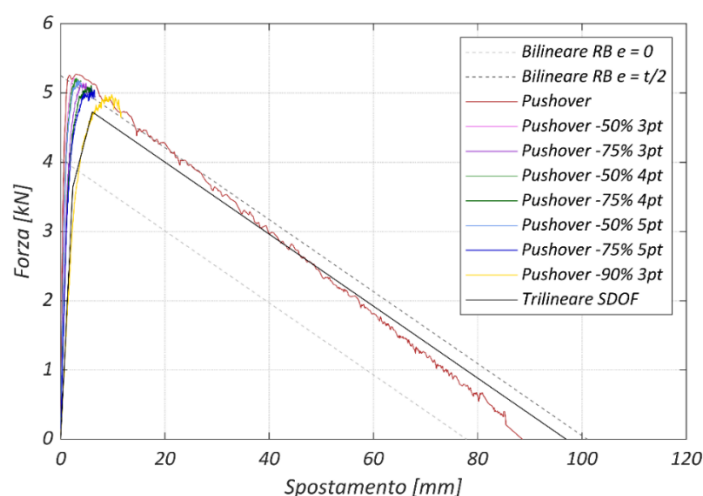


Figura 3.13: Confronto tra le curve forza-spostamento ottenute variando la discretizzazione della parete e la rigidità elastica dei giunti.

L'unica modifica introdotta riguarda la rigidezza elastica iniziale dei giunti, ottenuta riducendo del 90% sia la rigidezza normale sia quella tangenziale dei contatti, mentre tutti gli altri parametri meccanici e numerici del modello, inclusi il legame costitutivo TSC Linear, la formulazione cinematica Large Strain e la strategia di smorzamento numerico, sono stati mantenuti invariati. La riduzione delle rigidezze è stata implementata secondo le relazioni riportate nell'equazione (3.1) e nell'equazione (3.2):

$$k_n = 0,1 \cdot k_{n,0} \quad (3.1)$$

$$k_s = 0,1 \cdot k_{s,0} \quad (3.2)$$

dove $k_{n,0}$ e $k_{s,0}$ rappresentano rispettivamente la rigidezza normale e tangenziale adottate nella configurazione numerica di riferimento descritta nel Capitolo 2.

3.4.2 Risultati e discussione

Le prestazioni del modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze normale e tangenziale dei giunti sono state valutate confrontando i risultati numerici con quelli sperimentali e con la configurazione di riferimento sviluppata nel Capitolo 2.

Come mostrato in Figura 3.14, la riduzione della rigidezza dei giunti determina un incremento della deformabilità del modello già per bassi livelli di intensità sismica (Gr_1 40%), producendo una risposta numerica caratterizzata da oscillazioni di ampiezza maggiore rispetto al modello di riferimento.

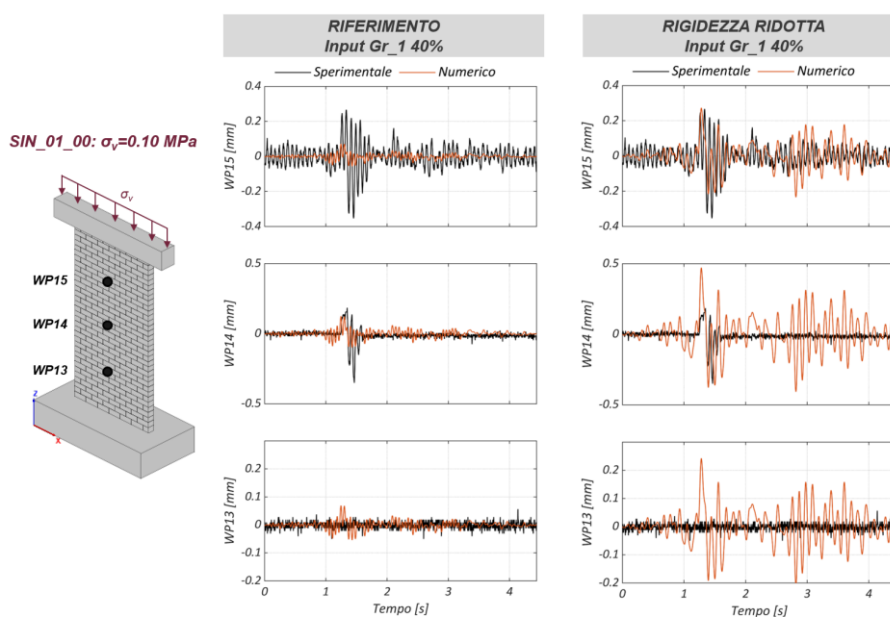


Figura 3.14: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti per l'input Gr_1 40%.

Tale comportamento diventa progressivamente più evidente all'aumentare dell'intensità dell'input, in particolare per gli accelerogrammi Gr_1 160% e Gr_1 300% (Figura 3.15 e Figura 3.16), per i quali il modello mostra un migliore accordo con l'evoluzione della risposta sperimentale, senza evidenziare instabilità numeriche.

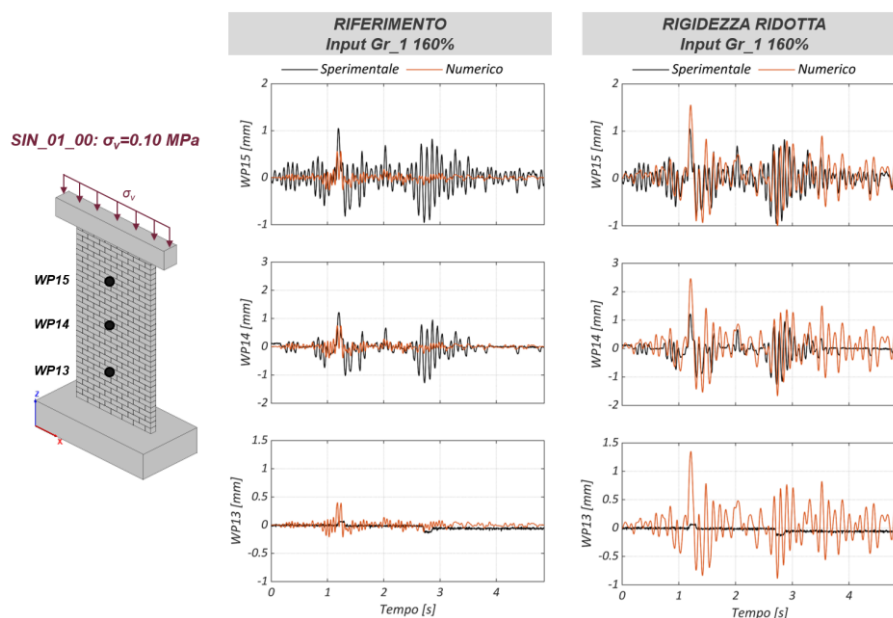


Figura 3.15: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti per l'input Gr_1 160%.

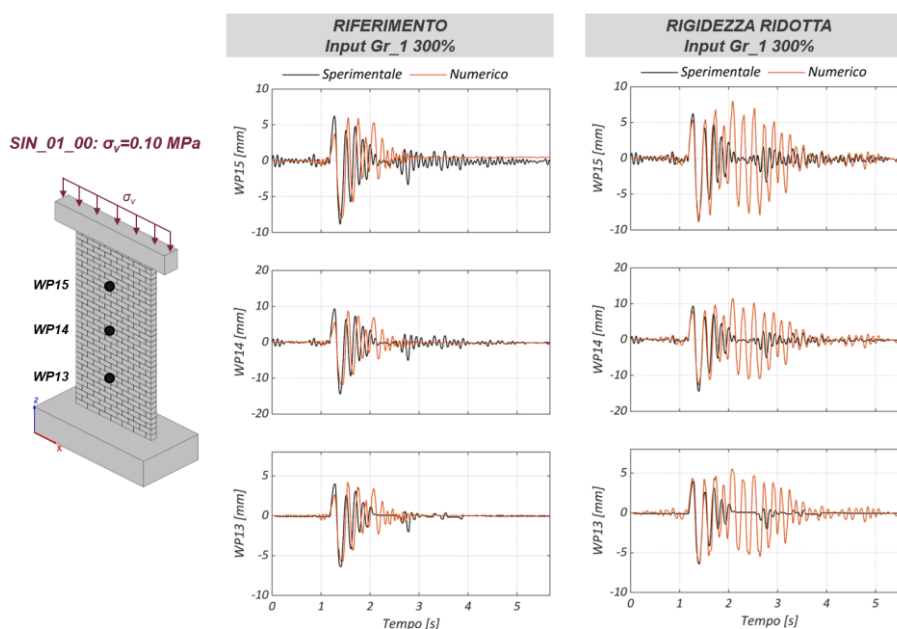


Figura 3.16: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti per l'input Gr_1 300%.

Come mostrato nella Figura 3.17, il modello con riduzione della rigidezza dei giunti non raggiunge il collasso numerico in corrispondenza dell'input Gr_1 350%, ma prosegue la

sequenza fino a raggiungere il collasso in corrispondenza dell'input Gr_2 200%, analogamente a quanto osservato sperimentalmente. Al contrario, il modello di riferimento raggiunge il collasso per l'input Gr_1 350%. Tale risultato evidenzia come la riduzione della rigidezza iniziale dei giunti migliori significativamente l'accordo tra la risposta numerica e quella sperimentale fino alle condizioni ultime.

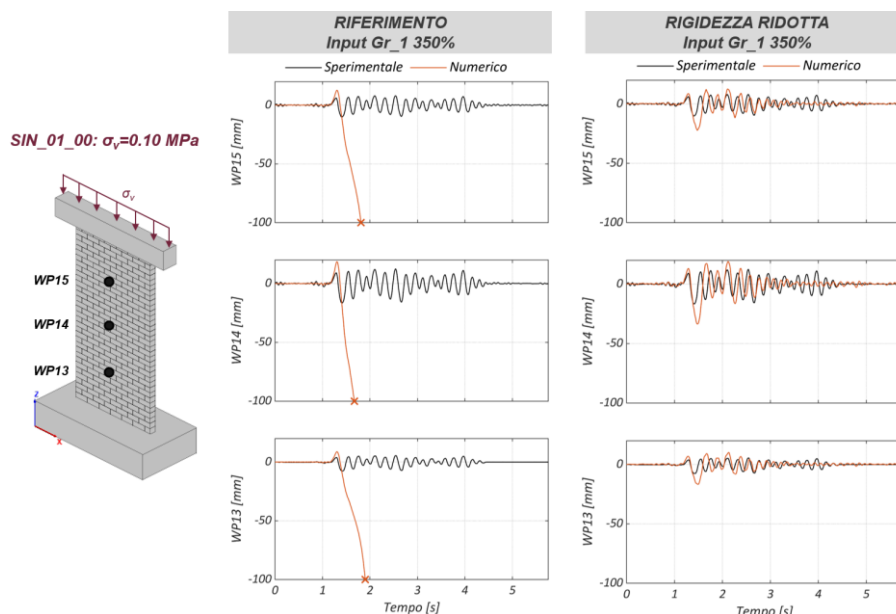


Figura 3.17: Confronto tra le time history in spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti per l'input Gr_1 350%.

Le curve di capacità riportate nella Figura 3.18, confermano quanto osservato dalle time history di spostamento. La riduzione delle rigidezze dei giunti incrementa la deformabilità globale della parete, consentendo di riprodurre con maggiore accuratezza gli spostamenti sperimentali. Il modello mostra inoltre una migliore corrispondenza con le condizioni sperimentali di collasso, riducendo la sovrastima della capacità resistente evidenziata dalla configurazione di riferimento.

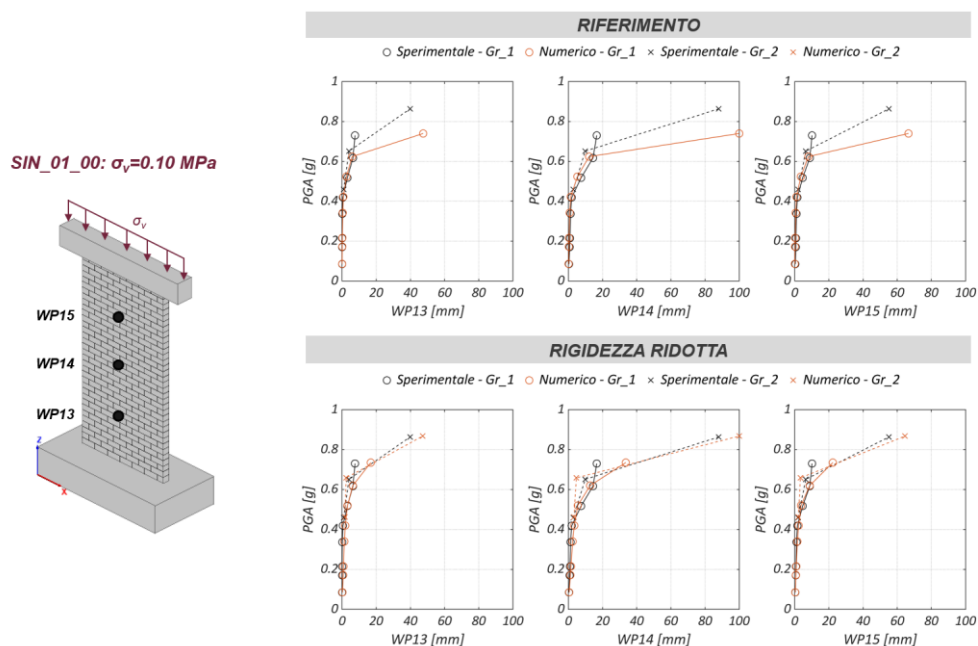


Figura 3.18: Confronto tra le curve di capacità espresse in termini di PGA e spostamento ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidità dei giunti.

Infine, il confronto delle curve isteretiche (Figura 3.19) evidenzia come la riduzione della rigidità iniziale dei giunti produca cicli forza-spostamento maggiormente estesi nel campo deformativo rispetto al modello di riferimento, migliorando la rappresentazione della risposta non lineare della parete. Pur permanendo alcune differenze nella dissipazione energetica alle elevate deformazioni, il modello mantiene un comportamento numericamente stabile e risulta complessivamente più rappresentativo della risposta sperimentale.

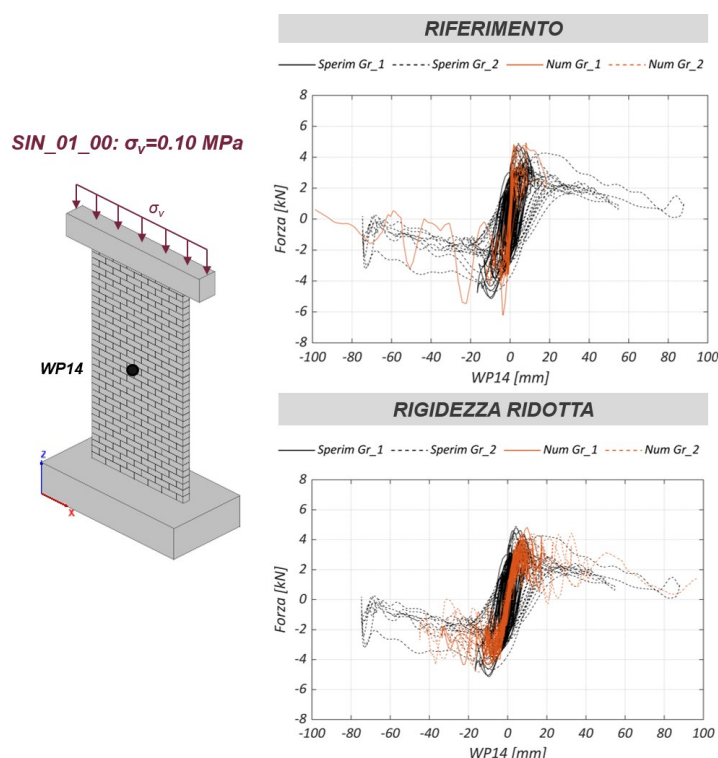


Figura 3.19: Confronto tra le curve isteretiche ottenute con il modello di riferimento e con il modello caratterizzato dalla riduzione del 90% delle rigidezze dei giunti.

3.5 SCELTA DELLA CONFIGURAZIONE FINALE

L'attività di calibrazione avanzata discussa nel presente capitolo ha consentito di valutare l'influenza di tre differenti aspetti della modellazione numerica sulla risposta fuori dal piano della parete muraria: la strategia di smorzamento numerico, il legame costitutivo adottato per i contatti e la rigidezza elastica iniziale dei giunti. Ciascuna configurazione è stata confrontata sia con il modello di riferimento validato nel Capitolo 2 sia con i risultati sperimentali, utilizzando i medesimi indicatori di confronto, ovvero le time history degli spostamenti, le curve di capacità e i cicli di isteresi, al fine di valutare l'effetto delle modifiche introdotte e individuare la configurazione numerica maggiormente rappresentativa del comportamento osservato sperimentalmente.

I risultati ottenuti mostrano come la semplice variazione della percentuale di smorzamento viscoso non consenta di migliorare in maniera uniforme la risposta del modello. Sebbene uno smorzamento pari all'8% produca un migliore accordo per alcuni livelli di intensità dell'input sismico, il valore del 5% risulta più rappresentativo per altri casi, evidenziando come un unico coefficiente di dissipazione non sia sufficiente a descrivere l'intera campagna sperimentale. Il modello CMS ha mostrato risultati promettenti nel confronto con la risposta sperimentale,

anche in prossimità della condizione di collasso. Tuttavia, come discusso nella Sezione 3.3, il modello costitutivo proposto da *Oktiovan et al.* [15] non è stato specificamente validato nel lavoro di riferimento per la risposta dinamica fuori dal piano e la sua applicazione al problema in esame ha assunto pertanto carattere preliminare. Una sua adozione come configurazione di riferimento richiederebbe ulteriori approfondimenti e una specifica attività di calibrazione e validazione per il comportamento fuori dal piano.

Tra le configurazioni investigate, la modifica della rigidezza elastica dei giunti mediante una riduzione del 90% delle rigidezze normale e tangenziale ha invece fornito il miglior compromesso tra accuratezza numerica, robustezza del modello e coerenza con i risultati sperimentali. Tale intervento consente infatti di migliorare la rappresentazione della deformabilità iniziale della parete, di riprodurre correttamente la soglia sperimentale di collasso e di ottenere un migliore accordo complessivo nelle time history di spostamento, mantenendo invariati tutti gli altri parametri meccanici del modello.

Alla luce di tali considerazioni, nelle analisi riportate nel Capitolo 4 viene pertanto adottata come configurazione di riferimento il modello caratterizzato dal legame costitutivo TSC Linear, dalla formulazione cinematica Large Strain, dallo smorzamento viscoso di Maxwell pari al 5% nell'intervallo di frequenze compreso tra 1 e 50 Hz e dalla riduzione del 90% della rigidezza elastica iniziale dei giunti. Tale configurazione rappresenta il punto di arrivo del processo di calibrazione sviluppato nei Capitoli 2 e 3 e costituisce la base per le successive analisi dedicate alla risposta fuori dal piano della parete.

4 ANALISI PARAMETRICA DELLA RISPOSTA FUORI DAL PIANO MEDIANTE ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI

4.1 CASO STUDIO E DEFINIZIONE DEGLI INPUT SISMICI

Una volta individuata, attraverso il processo di calibrazione descritto nel Capitolo 3, la configurazione numerica in grado di riprodurre con maggiore accuratezza la risposta sperimentale della parete, il modello è stato impiegato per una successiva analisi parametrica finalizzata a valutare l'influenza delle caratteristiche dell'input sismico sulla risposta fuori dal piano della muratura, considerando differenti accelerogrammi spettro-compatibili e i corrispondenti segnali derivati dalla risposta dinamica di sistemi SDOF rappresentativi dell'edificio.

A differenza della fase di validazione, nella quale sono stati utilizzati gli accelerogrammi sperimentali acquisiti durante le prove di laboratorio, nel presente capitolo vengono adottati accelerogrammi naturali spettro-compatibili, selezionati a partire da uno spettro elastico di riferimento. L'impiego di registrazioni caratterizzate dal medesimo livello di domanda sismica, ma differenti per contenuto in frequenza, durata e distribuzione dell'energia, consente di investigare l'influenza della variabilità del moto sismico sulla risposta fuori dal piano della parete.

Gli accelerogrammi utilizzati nelle analisi numeriche coincidono con quelli definiti da *Bertassi et al.* [4], ottenuti mediante la selezione di registrazioni naturali spettro-compatibili e la successiva generazione degli accelerogrammi di piano attraverso modelli equivalenti a singolo grado di libertà (SDOF). Lo spettro elastico di riferimento è stato definito secondo le prescrizioni delle *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)* [20] per il sito di Catania.

L'intera procedura adottata per la definizione degli input sismici è riassunta nello schema riportato in Figura 4.1.

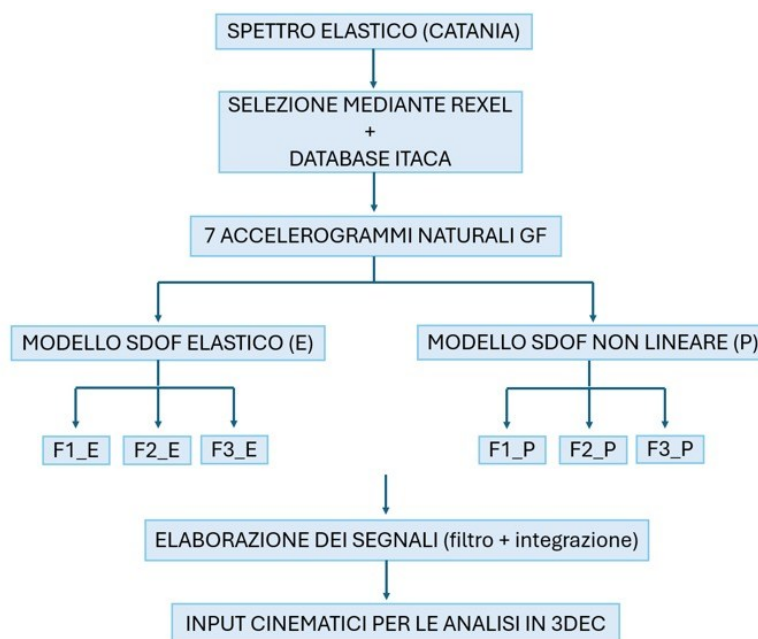


Figura 4.1: Procedura adottata per la definizione degli input sismici utilizzati nelle analisi numeriche, a partire dallo spettro elastico di progetto fino all'implementazione degli input cinematici nel modello 3DEC [4].

Come illustrato in Figura 4.1, a partire dallo spettro elastico di riferimento sono stati selezionati sette accelerogrammi naturali spettro-compatibili, utilizzati come input sismici al livello del terreno (Ground Floor, GF). Successivamente, mediante modelli equivalenti a singolo grado di libertà (SDOF), sono stati generati i corrispondenti accelerogrammi ai diversi livelli dell'edificio, considerando sia un comportamento elastico (E) sia un comportamento non lineare (P) della struttura. Per ciascun accelerogramma del piano terra sono stati così ottenuti i segnali rappresentativi dei livelli F1, F2 e F3, corrispondenti rispettivamente agli ultimi piani di edifici in muratura di uno, due e tre piani.

Prima dell'applicazione nel modello numerico in 3DEC [6], tutti i segnali sono stati opportunamente elaborati mediante filtraggio e successiva integrazione temporale, ottenendo le corrispondenti storie temporali di velocità impiegate come input cinematici nelle analisi dinamiche.

Nel presente lavoro l'analisi è sviluppata secondo un approccio progressivo. In una prima fase, oggetto del presente capitolo, viene studiata la risposta della parete soggetta a input uniforme, imponendo il medesimo accelerogramma sia alla fondazione sia alla trave di sommità. Sono considerate le configurazioni piano terra (GF) e quelle relative ad ogni piano F1, F2 e F3, questi ultimi ottenuti assumendo un comportamento elastico o non lineare del sistema SDOF utilizzato per la loro generazione. Tale impostazione consente di analizzare l'effetto delle differenti

caratteristiche dei moti di piano sulla risposta fuori dal piano della parete e di confrontare gli input derivanti dalle due differenti ipotesi di comportamento strutturale. Successivamente, come descritto nel Capitolo 5, lo studio viene esteso al caso di input differenziale, mediante l'applicazione di accelerogrammi differenti alla base e in sommità del pannello, con l'obiettivo di investigare gli effetti dell'amplificazione dinamica della risposta strutturale sul comportamento fuori dal piano della muratura.

Al fine di fornire una caratterizzazione quantitativa del database sismico utilizzato, per ciascun accelerogramma sono state determinate diverse misure di intensità (Intensity Measures, IMs), rappresentative delle principali caratteristiche del moto sismico in termini di ampiezza, contenuto energetico e domanda spettrale.

In particolare, sono stati considerati la Peak Bottom Acceleration (*PBA*) e la Peak Bottom Velocity (*PBV*), che rappresentano rispettivamente i valori massimi di accelerazione e velocità del segnale; la Cumulative Absolute Velocity (*CAV*) e l'Intensità di Arias (*IA*), che forniscono una misura del contenuto energetico complessivo del moto; l'Intensità di Housner (*IH*), che sintetizza la domanda spettrale attraverso l'integrazione dello spettro di pseudo-velocità; il periodo T_d , corrispondente al periodo associato al massimo dello spettro di risposta elastico in pseudoaccelerazione e rappresentativo del contenuto frequenziale predominante del moto; infine, la Filtered Incremental Velocity *FIV3*, proposta da *Dávalos e Miranda* [21] come misura di intensità, e il parametro *FIV3**. In particolare, *FIV3* è calcolato adottando come periodo di riferimento il periodo fondamentale della struttura, mentre *FIV3** utilizza il periodo medio di rocking della parete, pari a $T = 0,35$ s e determinato mediante le analisi di rocking condotte sul modello con rigidità ridotta del 90%, risultando pertanto maggiormente rappresentativo della risposta dinamica del sistema murario analizzato.

I valori dei parametri sopra descritti sono riportati dalla Tabella 4.1 alla Tabella 4.7, rispettivamente per gli accelerogrammi del piano terra e per gli accelerogrammi ottenuti ai diversi piani dell'edificio, sia nel caso elastico (E) sia nel caso non lineare (P). Tali grandezze consentono di evidenziare la variabilità delle caratteristiche dei segnali che costituiscono il database di input e di descrivere le modificazioni indotte dalla propagazione del moto ai diversi livelli dell'edificio.

Tabella 4.1: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi spettro-compatibili relativi al piano terra (GF).

Piano terra							
Parametro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
PBA [g]	0,35	0,37	0,35	0,36	0,36	0,38	0,36
CAV [m/s]	7,74	20,83	14,81	13,39	5,58	5,41	18,56
IA [m/s]	1,57	3,42	2,67	2,22	1,17	1,25	3,24
IH [m]	1,71	1,98	1,48	1,53	1,02	1,58	1,6
T_d [s]	0,32	0,65	0,55	0,28	0,5	0,5	0,16
PBV [m/s]	0,44	0,41	0,36	0,38	0,4	0,42	0,29
FIV3 [m/s]	0,99	1,07	1,02	0,92	0,87	1,01	0,9
FIV3* [m/s]	1,03	1,17	1,1	1	0,84	1	0,89

Tabella 4.2: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al primo piano (F1) ottenuti mediante modello SDOF elastico.

1° Piano – SDOF Elastico							
Parametro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
PBA [g]	0,59	0,63	0,48	0,66	0,62	0,72	0,73
CAV [m/s]	13,25	26,77	18,45	19,03	10,05	10,32	26,44
IA [m/s]	4,35	7,51	4,9	6,07	3,33	4,26	8,71
IH [m]	1,81	1,99	1,51	1,57	1,08	1,64	1,5
T_d [s]	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
PBV [m/s]	0,46	0,45	0,37	0,4	0,43	0,5	0,31
FIV3 [m/s]	0,61	0,61	0,6	0,56	0,59	0,65	0,64
FIV3* [m/s]	1,06	1,14	1,12	1,01	0,86	1,03	0,92

Tabella 4.3: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al secondo piano (F2) ottenuti mediante modello SDOF elastico.

2° Piano – SDOF Elastico							
Parametro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
PBA [g]	0,79	0,83	0,84	0,6	0,9	0,76	1,25
CAV [m/s]	18,33	35,21	28,61	23,47	14,11	9,38	41,01
IA [m/s]	8,06	14,82	14,98	7,75	8,41	4,53	23,16
IH [m]	1,76	2,14	1,7	1,68	1,25	1,69	1,66

T_d [s]	0,2	0,2	0,18	0,2	0,2	0,18	0,18
PBV [m/s]	0,46	0,58	0,47	0,47	0,52	0,53	0,48
FIV3 [m/s]	1,13	1,05	1,25	1,05	1,11	1,18	1,39
FIV3* [m/s]	1,08	1,2	1,18	1,08	1,05	1,17	1,02

Tabella 4.4: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al terzo piano (F3) ottenuti mediante modello SDOF elastico.

3° Piano – SDOF Elastico							
Parametro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
PBA [g]	0,72	0,76	0,81	0,91	0,74	0,68	0,9
CAV [m/s]	18,24	40,23	26,02	32,39	11,26	11,91	43,83
IA [m/s]	8,69	18,95	10,43	12,87	5,24	6,06	24,46
IH [m]	1,89	2,33	1,83	1,86	1,37	1,94	1,89
T_d [s]	0,28	0,26	0,3	0,28	0,28	0,28	0,28
PBV [m/s]	0,62	0,59	0,55	0,59	0,53	0,45	0,51
FIV3 [m/s]	1,48	1,5	1,54	1,33	1,42	1,51	1,43
FIV3* [m/s]	1,34	1,34	1,4	1,22	1,26	1,38	1,23

Tabella 4.5: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al primo piano (F1) ottenuti mediante modello SDOF non lineare.

1° Piano – SDOF Non Lineare							
Parametro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
PBA [g]	0,34	0,35	0,34	0,33	0,36	0,37	0,34
CAV [m/s]	11,3	25,55	19,36	17,49	7,8	8,63	25,14
IA [m/s]	3,06	5,57	4,56	4	1,88	2,3	6,18
IH [m]	1,98	2,23	1,78	1,71	1,32	1,83	1,74
T_d [s]	0,36	0,26	0,55	0,28	0,09	0,55	0,18
PBV [m/s]	0,48	0,5	0,43	0,44	0,48	0,42	0,38
FIV3 [m/s]	0,61	0,6	0,63	0,56	0,54	0,61	0,62
FIV3* [m/s]	1,22	1,23	1,38	1,22	1,14	1,34	1,22

Tabella 4.6: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al secondo piano (F2) ottenuti mediante modello SDOF non lineare.

2° Piano – SDOF Non Lineare							
Parametro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
PBA [g]	0,35	0,35	0,36	0,37	0,42	0,4	0,34
CAV [m/s]	11,48	27,58	21,95	19,2	7,87	7,77	26,37
IA [m/s]	2,84	5,8	5,47	4,32	2,29	2,43	6,35
IH [m]	2,17	2,38	1,95	1,88	1,69	2,24	1,96
T_d [s]	0,65	0,65	0,6	0,28	0,28	0,55	0,48
PBV [m/s]	0,55	0,49	0,45	0,46	0,54	0,6	0,39
FIV3 [m/s]	1,14	1,11	1,17	1,09	1,14	1,23	1,17
FIV3* [m/s]	1,47	1,49	1,58	1,5	1,32	1,52	1,47

Tabella 4.7: Parametri di intensità dei sette accelerogrammi relativi al terzo piano (F3) ottenuti mediante modello SDOF non lineare.

3° Piano – SDOF Non Lineare							
Parametro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
PBA [g]	0,35	0,35	0,36	0,37	0,43	0,41	0,35
CAV [m/s]	10,23	28,8	23,1	19,91	7,62	8,27	26,95
IA [m/s]	2,63	6,01	5,58	4,33	2,11	2,45	5,95
IH [m]	2,23	2,46	2,04	1,99	1,72	2,25	2,1
T_d [s]	0,65	0,65	0,6	0,44	0,28	0,55	0,44
PBV [m/s]	0,56	0,48	0,46	0,46	0,55	0,6	0,4
FIV3 [m/s]	1,45	1,49	1,59	1,48	1,32	1,56	1,5
FIV3* [m/s]	1,53	1,58	1,69	1,57	1,34	1,56	1,52

Ai fini dell'analisi della risposta numerica sviluppata nelle sezioni successive, il confronto tra i diversi input viene ricondotto a un insieme più ristretto di grandezze direttamente riferite alle accelerazioni imposte ai due estremi della parete. In particolare, le curve di capacità saranno rappresentate in funzione della Peak Bottom Acceleration (PBA), della Peak Top Acceleration (PTA) e dell'accelerazione media tra base e sommità (a_{media}). La definizione di tali grandezze e i criteri adottati per l'elaborazione della risposta numerica sono illustrati nella Sezione 4.2.

4.2 RISPOSTA DEL MODELLO CON INPUT UNIFORME

In una prima fase dell'analisi parametrica è stata considerata una configurazione caratterizzata dall'applicazione del medesimo input cinematico alla base e alla sommità della parete. Tale configurazione, indicata come input uniforme, consente di valutare la risposta fuori dal piano del pannello in assenza di differenze tra il moto imposto ai due estremi e costituisce il riferimento per le successive analisi con input differenziale illustrate nel Capitolo 5.

Le analisi sono state eseguite utilizzando gli accelerogrammi spettro-compatibili descritti nella Sezione 4.1. Oltre ai segnali applicati al livello del terreno, sono stati considerati gli accelerogrammi ottenuti ai piani F1, F2 e F3 mediante i medesimi modelli equivalenti a singolo grado di libertà adottati da Bertassi *et al.* [4]. Per i segnali di piano sono state analizzate sia le configurazioni derivanti dal modello SDOF elastico sia quelle ottenute dal modello SDOF non lineare.

L'obiettivo della presente sezione è analizzare l'evoluzione della risposta fuori dal piano della parete al variare dell'intensità dell'input sismico e valutare le differenze associate alle caratteristiche degli accelerogrammi ottenuti assumendo un comportamento elastico o non lineare della struttura di riferimento. A tale scopo, la risposta numerica viene espressa in termini di massimo spostamento orizzontale a metà altezza (Mid-Height Displacement, *MHD*), valutato in corrispondenza del punto di controllo precedentemente identificato come WP14, e posta in relazione con tre grandezze rappresentative dell'accelerazione imposta al pannello: la Peak Bottom Acceleration (*PBA*), la Peak Top Acceleration (*PTA*) e l'accelerazione media tra base e sommità (a_{media}). L'impiego delle medesime grandezze anche nelle successive analisi con input differenziale consente di definire un quadro di confronto omogeneo tra le differenti modalità di applicazione dell'azione sismica.

Il *MHD* è assunto nel seguito come parametro rappresentativo della risposta globale del pannello e, per ciascuna analisi, viene determinato a partire dalla relativa storia temporale dello spostamento, opportunamente elaborata secondo i criteri descritti nella Sottosezione 4.2.1. Tale scelta consente di confrontare in maniera omogenea le configurazioni analizzate e di individuare le condizioni associate allo sviluppo di spostamenti significativi e al raggiungimento della soglia convenzionale di collasso.

4.2.1 Configurazioni analizzate e criteri di elaborazione

Per ciascuno dei sette accelerogrammi selezionati sono state considerate quattro configurazioni di input uniforme, corrispondenti al segnale del piano terra (GF) e agli accelerogrammi di piano

F1, F2 e F3. Per questi ultimi sono stati analizzati sia i segnali ottenuti mediante il modello SDOF elastico (E), sia quelli derivanti dal modello SDOF non lineare (P), mentre per il piano terra è disponibile un'unica configurazione. In tutti i casi, il medesimo segnale è stato imposto alla fondazione e alla trave di sommità della parete, come schematizzato in Figura 4.2.

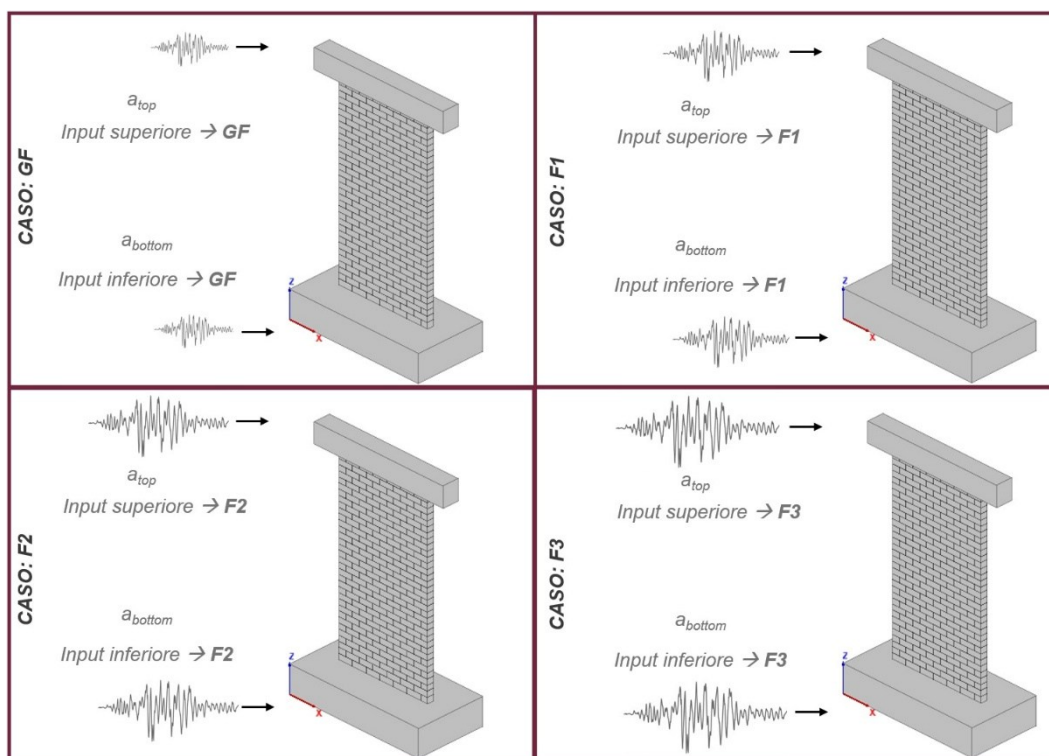


Figura 4.2: Configurazioni di input uniforme considerate nelle analisi numeriche.

I segnali utilizzati coincidono con quelli effettivamente applicati nelle simulazioni e sono stati preventivamente limitati alla finestra temporale contenente la parte significativa del moto, eliminando i tratti iniziali e finali caratterizzati da contenuto energetico trascurabile. Tale operazione consente di ridurre l'onere computazionale senza escludere la porzione del segnale rilevante ai fini della risposta strutturale.

Per ciascuna simulazione, la risposta fuori dal piano è stata quantificata mediante il massimo spostamento orizzontale a metà altezza della parete, indicato nel seguito MHD (Mid Height Displacement). Una soglia di *MHD* pari a 100 mm è stata assunta convenzionalmente come criterio di collasso.

La risposta così ottenuta è stata posta in relazione con la Peak Bottom Acceleration (*PBA*), la Peak Top Acceleration (*PTA*) e con il massimo valore assoluto dell'accelerazione media tra base e sommità (a_{media}). Quest'ultima è stata calcolata come media delle accelerazioni imposte ai due estremi della parete, secondo l'equazione (4.1):

$$a_{media} = \max \left| \frac{a_{top}(t) + a_{bottom}(t)}{2} \right| \quad (4.1)$$

dove $a_{top}(t)$ è la storia temporale dell'accelerazione imposta alla sommità della parete e $a_{bottom}(t)$ è la storia temporale dell'accelerazione imposta alla base, entrambe espresse in termini di accelerazione gravitazionale g .

Nel caso di input uniforme, essendo imposto il medesimo segnale ai due estremi della parete, le tre misure risultano sostanzialmente equivalenti e costituiscono il riferimento per il successivo confronto con le configurazioni a input differenziale.

Nelle rappresentazioni grafiche, i risultati relativi agli accelerogrammi di piano ottenuti mediante modello SDOF elastico sono riportati in blu, mentre quelli derivanti dal modello SDOF non lineare sono rappresentati in rosso.

4.2.2 Curve di capacità in funzione delle misure di intensità e discussione dei risultati

La Figura 4.3 riporta la risposta del modello soggetto a input uniforme in funzione della Peak Bottom Acceleration (PBA), della Peak Top Acceleration (PTA) e dell'accelerazione media tra base e sommità (a_{media}), utilizzando come parametro di risposta il massimo spostamento orizzontale corretto MHD . I risultati sono distinti in funzione del comportamento del modello SDOF impiegato per la generazione degli accelerogrammi di piano, considerando separatamente i casi elastici e non lineari.

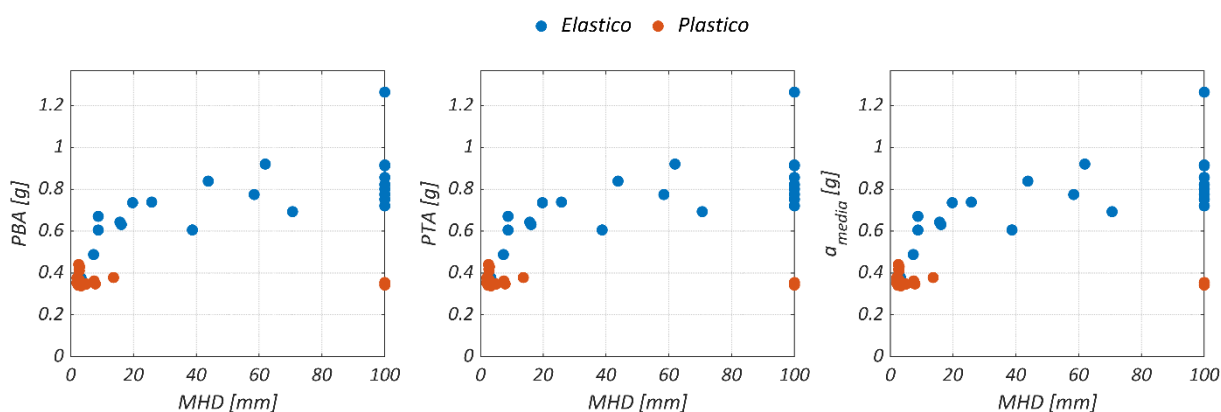


Figura 4.3: Risposta fuori dal piano in funzione di PBA , PTA e a_{media} per le analisi con input uniforme.

Nel caso di input uniforme, essendo imposto il medesimo segnale alla base e alla sommità della parete, le tre misure di intensità PBA , PTA e a_{media} assumono valori coincidenti per ciascuna analisi e restituiscono pertanto distribuzioni sostanzialmente equivalenti. In questa configurazione, il confronto tra tali parametri non consente quindi di individuare una misura di intensità maggiormente rappresentativa della risposta fuori dal piano.

La distinzione tra gli accelerogrammi ottenuti mediante il modello SDOF elastico e quelli derivanti dal modello SDOF non lineare risulta invece evidente. I primi sono generalmente associati a valori di accelerazione più elevati e a un intervallo più ampio di risposta fuori dal piano, comprendente anche diversi casi per i quali viene raggiunta la soglia convenzionale di collasso, assunta pari a $MHD = 100\text{ mm}$. Al contrario, le analisi associate al comportamento non lineare dello SDOF risultano prevalentemente concentrate in corrispondenza di valori di accelerazione e di spostamento più contenuti. Tale differenza è riconducibile alla modifica del moto di piano introdotta dalla risposta non lineare del sistema SDOF, che limita l'incremento delle accelerazioni rispetto al corrispondente comportamento elastico e determina, nel complesso, una minore severità dell'input applicato alla parete.

Nonostante tale comportamento generale, anche all'interno del gruppo di accelerogrammi derivanti dal modello SDOF non lineare si osservano alcuni casi caratterizzati dal raggiungimento della soglia convenzionale di collasso. In particolare, i record numero 2 e numero 7 della configurazione primo piano non lineare (F1_P_2 e F1_P_7) raggiungono $MHD = 100\text{ mm}$ pur non risultando associati a valori di accelerazione di picco eccezionalmente elevati rispetto agli altri segnali appartenenti allo stesso gruppo. Tale evidenza mostra come il solo valore di accelerazione massima non consenta di interpretare pienamente la maggiore severità della risposta osservata per questi due record.

A questo proposito, l'analisi delle ulteriori misure di intensità riportate in Tabella 4.5 evidenzia per i due record valori relativamente elevati di alcune misure di intensità cumulative. In particolare, F1_P_2 presenta valori di CAV pari a $25,55\text{ m/s}$ e IA pari a $5,57\text{ m/s}$, mentre per F1_P_7 si ottengono rispettivamente CAV pari a $25,14\text{ m/s}$ e IA pari a $6,18\text{ m/s}$. Entrambi i segnali si collocano quindi tra quelli caratterizzati dai valori più elevati di CAV e IA all'interno del gruppo F1 non lineare. Tale osservazione costituisce un elemento di interesse nell'interpretazione dei risultati, ma non consente di attribuire a queste grandezze il raggiungimento della soglia di collasso. Sulla base del numero limitato di record analizzati, non è infatti possibile stabilire un legame diretto tra gli elevati valori di tali misure cumulative e il raggiungimento della soglia di collasso, né escludere che i due casi rappresentino condizioni isolate all'interno del database considerato.

Nel complesso, i risultati relativi alla configurazione uniforme evidenziano pertanto due aspetti principali. Da un lato, PBA , PTA e a_{media} risultano necessariamente equivalenti, poiché derivano dal medesimo accelerogramma imposto ai due estremi della parete; dall'altro, il

comportamento del modello SDOF utilizzato per la generazione degli accelerogrammi di piano rappresenta una discriminante significativa della risposta, con i casi elastici generalmente caratterizzati da una domanda più severa rispetto a quelli non lineari. La presenza di alcuni collassi anche tra questi ultimi evidenzia tuttavia come la sola accelerazione di picco non consenta di descrivere integralmente la risposta del sistema. Per i record interessati dal collasso sono stati osservati valori relativamente elevati di alcune misure cumulative, quali CAV e IA; tuttavia, il numero limitato di casi non consente di stabilire un legame diretto tra tali grandezze e il raggiungimento della soglia di collasso. Questi risultati costituiscono il riferimento per il successivo confronto con le configurazioni a input differenziale analizzate nel Capitolo 5.

5 ANALISI DELLA RISPOSTA FUORI DAL PIANO MEDIANTE INPUT DIFFERENZIALE

5.1 STUDI SULLA RISPOSTA FUORI DAL PIANO CON INPUT DIFFERENZIALE

La risposta fuori dal piano delle pareti murarie rappresenta uno dei principali meccanismi di vulnerabilità degli edifici esistenti in muratura durante gli eventi sismici. Negli ultimi decenni numerosi studi sperimentali e numerici hanno evidenziato come tale risposta non dipenda esclusivamente dalle proprietà meccaniche della parete, ma sia fortemente influenzata dall'interazione dinamica con la struttura circostante e, in particolare, dai diaframmi di piano e di copertura.

Le prime evidenze sperimentali di tale fenomeno risalgono al programma di ricerca *ABK* [22], nell'ambito del quale è stata condotta un'ampia campagna sperimentale su 22 specimen, finalizzata allo studio della risposta fuori dal piano di pareti in muratura al variare delle condizioni di vincolo e della deformabilità dei sistemi di piano. I risultati hanno mostrato come il comportamento fuori dal piano fosse significativamente condizionato dall'interazione con gli elementi strutturali circostanti. Sebbene il concetto di input sismico differenziale non fosse ancora formalmente introdotto, tali studi hanno evidenziato come accelerazioni e spostamenti possano assumere distribuzioni non uniformi lungo l'altezza della parete, suggerendo che il moto effettivamente trasmesso agli elementi fuori dal piano possa differire da quello applicato alla base della struttura. Successivamente, le campagne sperimentali condotte da *Penner* ed *Elwood* [23], [24] hanno approfondito il ruolo dell'interazione tra parete e diaframma mediante prove dinamiche su tavola vibrante. I risultati hanno evidenziato come la rigidità dei collegamenti superiori influenzi significativamente l'attivazione del meccanismo di rocking e la stabilità della parete, mostrando che il collasso fuori dal piano non coincide necessariamente con l'insorgere della fessurazione, ma dipende dall'evoluzione dell'interazione dinamica tra la muratura e la struttura ospitante.

Un ulteriore contributo fondamentale è stato fornito da *Menon e Magenes* [25], che hanno affrontato il problema della definizione dell'azione sismica effettivamente agente sugli elementi fuori dal piano. Attraverso analisi dinamiche numeriche, gli autori hanno evidenziato come gli elementi murari debbano essere interpretati come sistemi secondari collegati alla struttura principale, la quale modifica il contenuto energetico e frequenziale del moto sismico durante la propagazione lungo l'edificio. Ne consegue che l'input agente sulla parete non coincide

necessariamente con il moto registrato al terreno, ma dipende dalla risposta dinamica della struttura e dalla quota dell'elemento considerato, potendo determinare significativi fenomeni di amplificazione delle accelerazioni ai livelli superiori.

L'influenza della deformabilità dei diaframmi sulla risposta fuori dal piano è stata successivamente approfondita da *Simsir et al.* [26] mediante prove sperimentali e da *Landi et al.* [27] attraverso modelli numerici semplificati. Entrambi i lavori hanno evidenziato come la rigidità dei sistemi di piano rappresenti uno dei principali fattori che governano la distribuzione delle accelerazioni e degli spostamenti lungo l'altezza della parete. In particolare, all'aumentare della deformabilità del diaframma si osserva una maggiore amplificazione della risposta nei livelli superiori dell'edificio, mentre l'ipotesi tradizionale di diaframma infinitamente rigido tende a sottostimare la domanda sismica agente sugli elementi fuori dal piano.

Nel complesso, gli studi disponibili in letteratura mostrano come la risposta fuori dal piano delle pareti murarie sia il risultato dell'interazione tra le caratteristiche meccaniche della muratura, la deformabilità dei diaframmi e la risposta dinamica della struttura principale. Le accelerazioni trasmesse agli elementi fuori dal piano possono infatti differire significativamente da quelle registrate al terreno, assumendo distribuzioni non uniformi lungo l'altezza dell'edificio e determinando differenti livelli di domanda sismica.

Sebbene tali aspetti siano ormai ampiamente riconosciuti, risultano ancora limitati gli studi dedicati alla valutazione sistematica dell'influenza di differenti distribuzioni dell'input sismico sulla risposta fuori dal piano mediante modelli numerici a elementi discreti. In tale contesto si inserisce il presente lavoro, nel quale il modello numerico precedentemente calibrato e validato viene impiegato per investigare gli effetti dell'applicazione di un input differenziale tra la base e la sommità della parete. A tal fine, nel seguito del capitolo vengono descritte le configurazioni numeriche adottate e analizzati gli effetti delle diverse distribuzioni dell'input sismico sulla risposta fuori dal piano della parete, con particolare attenzione all'evoluzione della risposta deformativa, delle curve di capacità e dei meccanismi di rocking.

5.2 DEFINIZIONE DELLA CONFIGURAZIONE CON INPUT DIFFERENZIALE

A differenza delle analisi illustrate nel Capitolo 4, nelle quali il medesimo accelerogramma è applicato alla base e alla sommità della parete, nel presente capitolo viene introdotta una

configurazione con input differenziale, caratterizzata dall'applicazione di segnali sismici differenti ai due estremi del pannello. Tale configurazione consente di rappresentare più realisticamente la condizione di una parete inserita all'interno di un edificio, tenendo conto della diversa risposta dinamica dei livelli strutturali e del conseguente moto relativo tra i vincoli. L'approccio permette quindi di valutare l'influenza delle differenze di ampiezza e fase tra i segnali applicati alla base e alla sommità sulla risposta fuori dal piano della parete. In tale configurazione, lo spostamento registrato nei punti di controllo comprende sia una componente associata al moto rigido del pannello sia una componente deformativa. Ai fini dell'analisi della risposta fuori dal piano risulta pertanto necessario separare i due contributi, secondo la procedura descritta nella Sottosezione 5.2.1.

5.2.1 Determinazione della componente deformativa della risposta fuori dal piano

La procedura di post-processing adottata è finalizzata alla determinazione della componente deformativa della risposta fuori dal piano, separandola dai contributi di moto rigido. Nel caso di input uniforme, l'applicazione del medesimo input alla base e alla sommità rende trascurabile il moto relativo tra i due estremi e la correzione si riduce alla rimozione della traslazione della base. Nel caso di input differenziale, invece, il diverso moto imposto ai due estremi introduce un'ulteriore componente cinematica, associata alla rotazione rigida del pannello, che deve essere separata dalla deformazione effettiva della muratura.

La differenza di spostamento tra la sommità e la base della parete rappresenta il contributo cinematico associato alla rotazione globale del pannello. Lo spostamento relativo è definito mediante l'equazione (5.1).

$$u_{rel}(t) = u_{top}(t) - u_{bottom}(t) \quad (5.1)$$

dove $u_{top}(t)$ e $u_{bottom}(t)$ rappresentano rispettivamente gli spostamenti orizzontali della sommità e della base della parete.

Assumendo una distribuzione lineare lungo l'altezza H , il contributo di rotazione rigida nel generico punto di monitoraggio posto alla quota z_i viene quindi calcolato mediante l'equazione (5.2).

$$u_{rig,i}(t) = \frac{z_i}{H} \cdot [u_{top}(t) - u_{bottom}(t)] \quad (5.2)$$

dove $u_{rig,i}(t)$ rappresenta il contributo di moto rigido nel punto di monitoraggio i , z_i è la quota del punto rispetto alla base della parete e H è l'altezza complessiva del pannello murario.

La procedura adottata è illustrata schematicamente in Figura 5.1, nella quale sono rappresentate la deformata globale della parete, la componente di rotazione rigida assunta linearmente distribuita lungo l'altezza e la componente deformativa nel punto di monitoraggio, con riferimento alle grandezze MHD e MHD_{Δ} , definite nel seguito.

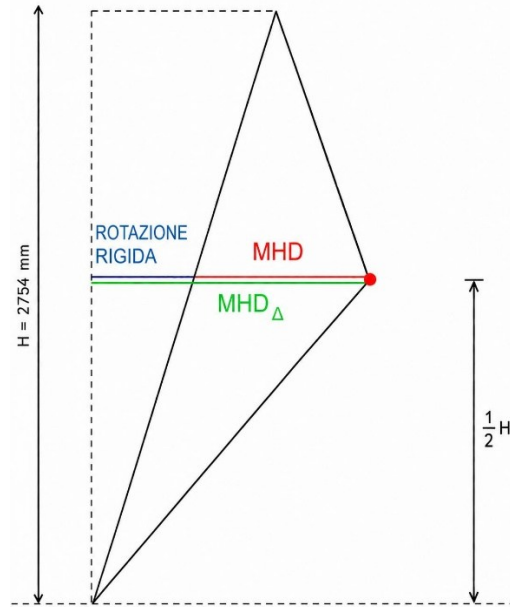


Figura 5.1: Schema della scomposizione della risposta fuori dal piano nel punto di monitoraggio e definizione delle grandezze MHD e MHD_{Δ} con evidenza del contributo associato alla rotazione rigida.

La componente deformativa dello spostamento è quindi ottenuta sottraendo allo spostamento assoluto del punto di monitoraggio sia la traslazione della fondazione sia il contributo di rotazione rigida, come riportato nell'equazione (5.3).

$$u_{corr,i}(t) = u_i(t) - u_{fond}(t) - \frac{z_i}{H} \cdot [u_{top}(t) - u_{bottom}(t)] \quad (5.3)$$

dove $u_i(t)$ rappresenta lo spostamento assoluto del punto di monitoraggio i , $u_{fond}(t)$ lo spostamento della fondazione, mentre l'ultimo termine rappresenta il contributo di moto rigido associato alla rotazione globale del pannello.

Sulla base della procedura di correzione descritta, nelle analisi successive la risposta fuori dal piano viene valutata mediante due grandezze. Con MHD , già introdotta e utilizzata nel Capitolo 4 come parametro rappresentativo della risposta fuori dal piano, si indica il massimo spostamento orizzontale associato alla sola componente deformativa, ottenuta rimuovendo sia la traslazione della fondazione sia il contributo di rotazione rigida secondo l'equazione (5.3). Con MHD_{Δ} si indica invece la corrispondente misura di spostamento nella quale viene mantenuto il contributo associato alla rotazione rigida. Le due grandezze, rappresentate

schematicamente in Figura 5.1, saranno utilizzate nelle sezioni successive per valutare l'influenza della componente di rotazione rigida sulla risposta fuori dal piano.

Gli spostamenti alla base e alla sommità della parete sono stati ricavati mediante integrazione numerica delle corrispondenti velocity histories applicate nel modello 3DEC [6]. La procedura è stata implementata in MATLAB [19] e gli spostamenti corretti così ottenuti sono stati utilizzati per la successiva valutazione della risposta fuori dal piano.

5.3 RISPOSTA DEL MODELLO CON INPUT DIFFERENZIALE

Una volta definita la configurazione con input differenziale, è stata sviluppata una nuova campagna di analisi numeriche finalizzata a valutarne l'influenza sulla risposta fuori dal piano della parete. A differenza delle analisi presentate nel Capitolo 4, nelle quali il medesimo segnale è applicato alla base e alla sommità, in questo caso vengono imposti accelerogrammi differenti ai due estremi del pannello, rappresentativi del moto ai diversi livelli dell'edificio.

Le analisi sono state condotte considerando due gruppi di configurazioni: un caso reale, ottenuto applicando i segnali corrispondenti a livelli consecutivi dell'edificio, e un caso amplificato, introdotto per estendere l'intervallo di differenza tra i moti applicati e valutarne l'effetto sulla risposta fuori dal piano.

La risposta del modello è stata valutata mediante il massimo spostamento orizzontale (*MHD*) registrato in corrispondenza del punto di controllo posizionato a metà altezza della parete. I risultati sono dapprima analizzati considerando la componente deformativa ottenuta mediante la procedura di correzione descritta nella Sottosezione 5.2.1 e successivamente confrontati con quelli ottenuti mantenendo il contributo di rotazione rigida. L'interpretazione è sviluppata sia attraverso le misure di intensità *PBA*, *PTA* e accelerazione media, che consentono il confronto diretto con il caso uniforme, sia mediante specifiche misure di intensità differenziali, introdotte per caratterizzare la differenza tra i segnali applicati alla base e alla sommità.

5.3.1 Configurazioni analizzate e criteri di elaborazione

Per ciascuno dei sette accelerogrammi selezionati sono state considerate due differenti configurazioni di input differenziale:

- Configurazione reale: gli accelerogrammi applicati alla base e alla sommità della parete corrispondono ai livelli strutturali consecutivi dell'edificio (GF-F1, F1-F2 e F2-F3). Tale configurazione rappresenta la condizione di una parete collocata rispettivamente tra il piano terra e il primo piano, tra il primo e il secondo piano e tra il secondo e il

terzo piano di un edificio in muratura, riproducendo la distribuzione dell'input sismico attesa nella reale risposta dinamica della struttura;

- Configurazione amplificata: l'accelerogramma applicato alla base coincide sempre con quello del piano terra, mentre alla sommità vengono applicati, alternativamente, gli accelerogrammi dei piani F1, F2 e F3. Questa configurazione, pur non rappresentando una condizione reale dell'edificio, consente di incrementare progressivamente il differenziale di input tra base e sommità della parete e può essere interpretata come una schematizzazione dell'effetto di una rigidità del solaio soprastante progressivamente decrescente, passando da un comportamento assimilabile a un solaio semirigido fino a condizioni riconducibili a solai maggiormente deformabili.

Per entrambe le configurazioni sono stati analizzati sia gli accelerogrammi ottenuti mediante il modello elastico sia quelli derivanti dal modello non lineare. Le configurazioni considerate sono schematizzate nella Figura 5.2 e nella Figura 5.3.

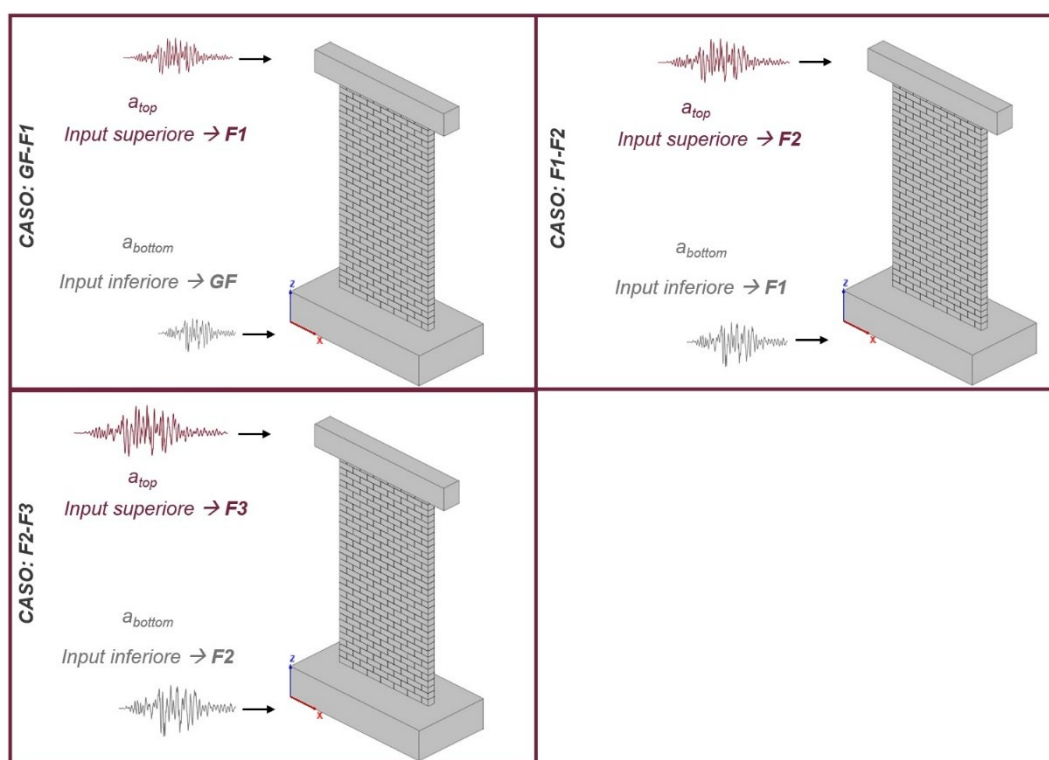


Figura 5.2: Configurazioni di input differenziale reale considerate nelle analisi numeriche.

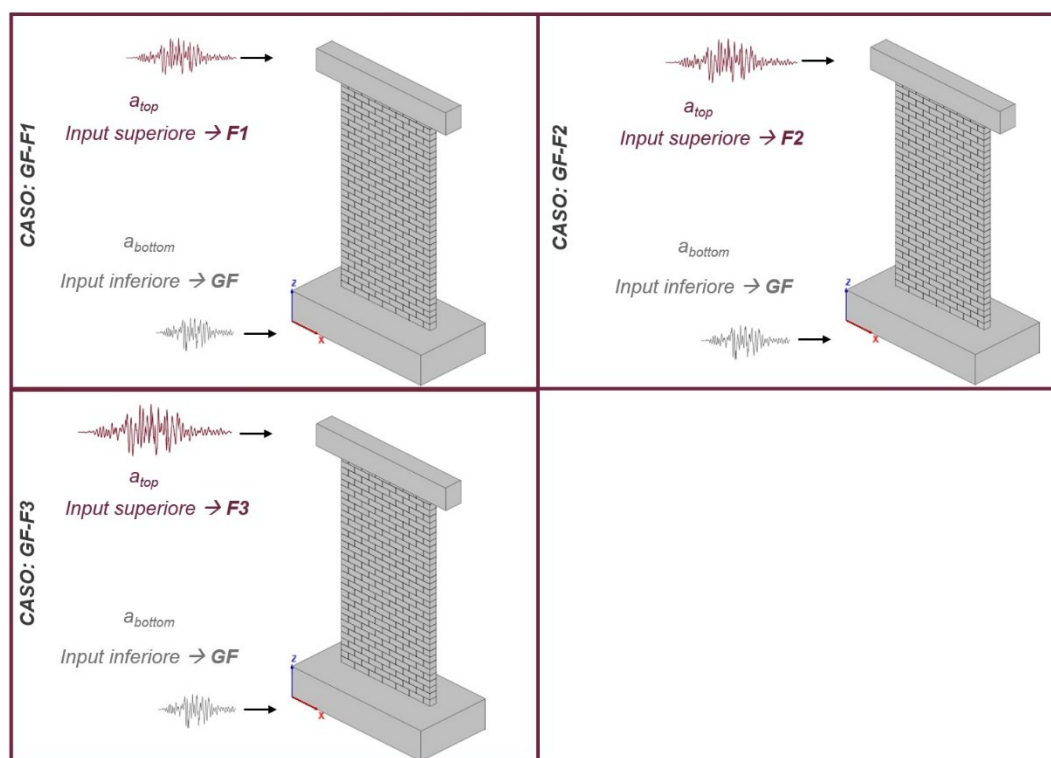


Figura 5.3: Configurazioni di input differenziale amplificato considerate nelle analisi numeriche.

La presenza di due segnali distinti alla base e alla sommità richiede di caratterizzare l'azione sismica mediante grandezze in grado di descrivere sia l'intensità complessiva del moto sia la differenza tra i due input. Le misure di intensità adottate a tale scopo sono definite nella Sottosezione 5.3.3.

Per ciascuna simulazione, la risposta della parete è stata valutata mediante il massimo spostamento orizzontale (*MHD*) registrato in corrispondenza del punto di controllo posto circa a metà altezza della parete. In continuità con il Capitolo 4, il raggiungimento di uno spostamento corretto pari a 100 mm è stato assunto come criterio convenzionale di collasso.

5.3.2 Confronto della risposta tra input uniforme e differenziale

Al fine di valutare gli effetti dell'introduzione di un moto differenziale tra la base e la sommità della parete, i risultati ottenuti sono confrontati progressivamente con quelli relativi all'input uniforme presentati nel Capitolo 4. La risposta è espressa attraverso il massimo spostamento orizzontale corretto *MHD*, depurato dal contributo di rotazione rigida secondo la procedura descritta nella Sottosezione 5.2.1, ed è posta in relazione con le misure di intensità *PBA*, *PTA* e a_{media} . A differenza del caso uniforme, nel quale lo stesso accelerogramma è applicato ai due estremi della parete e le tre misure assumono pertanto valori coincidenti, l'introduzione di

segnali differenti alla base e alla sommità consente di evidenziare il diverso legame di ciascuna di esse con la risposta fuori dal piano.

In una prima fase, ai risultati relativi all'input uniforme sono sovrapposti quelli ottenuti per la configurazione differenziale reale, come mostrato in Figura 5.4. L'introduzione di accelerogrammi differenti ai due estremi della parete determina un ampliamento del campo di risposta rispetto al caso uniforme. In particolare, a valori confrontabili delle singole misure di intensità possono corrispondere livelli di *MHD* sensibilmente differenti, fino al raggiungimento della soglia convenzionale di collasso. Tale comportamento evidenzia come, in presenza di input differenziale, la risposta fuori dal piano non possa essere ricondotta esclusivamente all'intensità del moto applicato a uno dei due estremi della parete, ma risenta della combinazione dei segnali applicati alla base e alla sommità.

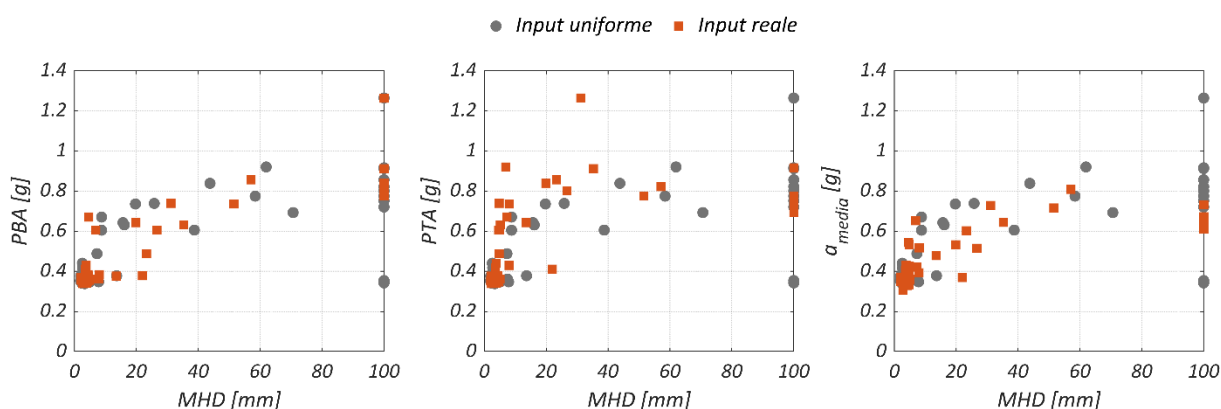


Figura 5.4: Confronto tra input uniforme e input differenziale reale in funzione di *PBA*, *PTA* e a_{media} .

Il confronto viene successivamente esteso alla configurazione differenziale amplificata, come riportato in Figura 5.5. L'introduzione di quest'ultima consente di evidenziare con maggiore chiarezza le differenze tra le tre misure di intensità considerate. In particolare, in funzione della *PBA* i risultati relativi all'input amplificato risultano distribuiti in un intervallo relativamente ristretto di accelerazione, al quale corrisponde tuttavia un ampio campo di valori di *MHD*. Ciò indica che l'accelerazione massima alla base, considerata singolarmente, presenta una capacità limitata di descrivere la severità della risposta fuori dal piano nelle configurazioni analizzate. Tale risultato appare coerente con la definizione stessa della configurazione amplificata, nella quale il segnale del piano terra (GF) applicato alla base rimane invariato, mentre viene modificato il moto imposto alla sommità.

Il confronto in funzione della *PTA* evidenzia una maggiore variabilità dell'intensità rispetto alla *PBA*, conseguente all'amplificazione del moto applicato alla sommità. Anche in questo caso,

tuttavia, a valori elevati della misura di intensità non corrispondono necessariamente i maggiori livelli di MHD . L'incremento dell'accelerazione di picco in sommità non risulta quindi, da solo, sufficiente a descrivere l'incremento della domanda fuori dal piano.

Tra le tre misure considerate, a_{media} , definita tenendo conto congiuntamente delle accelerazioni alla base e alla sommità, mostra qualitativamente la relazione più regolare con la risposta fuori dal piano. La distribuzione dei risultati consente infatti di riconoscere un primo ramo approssimativamente lineare, nel quale all'aumentare di a_{media} corrisponde un incremento progressivo di MHD . Per valori maggiori della misura di intensità, tale andamento è seguito da una progressiva riduzione della pendenza della relazione, con una tendenza verso un plateau in corrispondenza delle condizioni di risposta più elevate e del raggiungimento della soglia convenzionale di collasso. L'andamento osservato può essere ricondotto alla progressiva accentuazione del comportamento non lineare del sistema, per il quale ulteriori incrementi della misura di intensità non si traducono in incrementi proporzionali del parametro di risposta. Nel complesso, la forma assunta dalla distribuzione dei risultati evidenzia quindi una buona correlazione tra a_{media} e MHD e suggerisce che una misura capace di tenere conto congiuntamente dell'intensità dei moti applicati ai due estremi della parete possieda una maggiore capacità descrittiva della risposta rispetto alle sole accelerazioni di picco alla base o alla sommità.

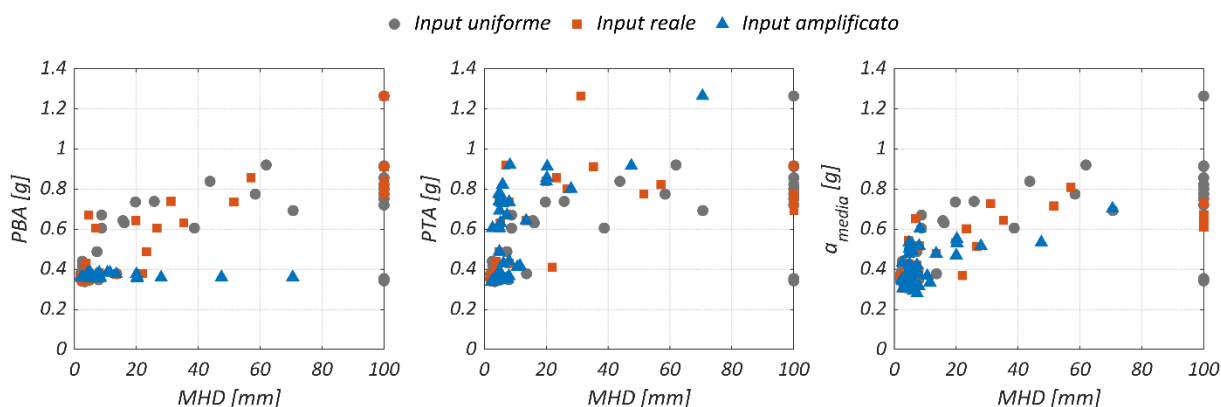


Figura 5.5: Confronto tra input uniforme, differenziale reale e differenziale amplificato in funzione di PBA, PTA e a_{media} .

Nel complesso, il confronto progressivo tra input uniforme, differenziale reale e differenziale amplificato evidenzia che la severità della risposta fuori dal piano non aumenta necessariamente all'aumentare dell'intensità del moto applicato a uno solo degli estremi della parete. In particolare, l'amplificazione del segnale in sommità non determina sistematicamente un incremento di MHD , confermando l'importanza della combinazione dei moti applicati alla base

e alla sommità. Tra le misure di intensità comuni alle diverse configurazioni, a_{media} risulta quella maggiormente rappresentativa della risposta, mostrando una correlazione riconoscibile con MHD e un'evoluzione caratterizzata da un ramo iniziale approssimativamente lineare seguito da una progressiva riduzione della pendenza in prossimità delle condizioni di maggiore risposta.

La necessità di caratterizzare più direttamente il moto relativo tra i due estremi della parete motiva pertanto l'introduzione, nella Sottosezione 5.3.3, di misure di intensità specificamente definite a partire dalla differenza tra i segnali applicati alla base e alla sommità.

5.3.3 Interpretazione dei risultati mediante misure di intensità differenziali

I risultati della sottosezione precedente hanno evidenziato come le misure di intensità PBA , PTA e a_{media} , pur consentendo un confronto diretto tra input uniforme e differenziale, non descrivano direttamente l'entità della differenza tra i moti imposti alla base e alla sommità della parete. Per caratterizzare specificamente tale aspetto sono state pertanto introdotte tre ulteriori misure di intensità, definite a partire dalla differenza istantanea tra i due segnali: PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff} .

La Peak Ground Acceleration differenziale, PGA_{diff} , è definita come il massimo valore assoluto della differenza tra le accelerazioni applicate alla sommità e alla base, espressa dall'equazione (5.4):

$$PGA_{diff} = \max |a_{top}(t) - a_{bottom}(t)| \quad (5.4)$$

dove $a_{top}(t)$ e $a_{bottom}(t)$ rappresentano, rispettivamente, le storie temporali di accelerazione applicate alla sommità e alla base della parete.

Analogamente, la Peak Ground Velocity differenziale, PGV_{diff} , è calcolata tramite l'equazione (5.5):

$$PGV_{diff} = \max |v_{top}(t) - v_{bottom}(t)| \quad (5.5)$$

dove $v_{top}(t)$ e $v_{bottom}(t)$ indicano le corrispondenti storie temporali di velocità.

Infine, la Peak Ground Displacement differenziale, PGD_{diff} , è definita mediante l'equazione (5.6):

$$PGD_{diff} = \max |u_{top}(t) - u_{bottom}(t)| \quad (5.6)$$

dove $u_{top}(t)$ e $u_{bottom}(t)$ rappresentano le storie temporali degli spostamenti alla sommità e alla base, ottenuti mediante integrazione delle rispettive storie di velocità.

Le tre grandezze quantificano quindi il massimo differenziale cinematico tra gli estremi della parete rispettivamente in termini di accelerazione, velocità e spostamento. A differenza delle misure considerate nella Sottosezione 5.3.2, esse sono specificamente riferite alla presenza di due input distinti e risultano nulle nel caso di input uniforme.

In una prima fase sono stati analizzati i risultati relativi alla sola configurazione differenziale reale, riportati in Figura 5.6. Il confronto tra le tre misure evidenzia comportamenti differenti. La distribuzione dei risultati in funzione di PGA_{diff} presenta una dispersione significativa, con valori confrontabili della misura di intensità associati a livelli di MHD anche sensibilmente differenti. Un comportamento analogo, e complessivamente meno regolare, si osserva per PGD_{diff} , per la quale non emerge una chiara relazione monotona tra l'incremento del differenziale di spostamento e la risposta massima della parete.

Diversamente, la rappresentazione in funzione di PGV_{diff} evidenzia una correlazione più netta con la risposta fuori dal piano. All'aumentare del massimo differenziale di velocità tra base e sommità si osserva infatti un incremento progressivo di MHD , fino al raggiungimento delle condizioni di risposta più elevate. La distribuzione dei risultati consente di riconoscere un primo ramo approssimativamente lineare, nel quale l'incremento di PGV_{diff} è accompagnato da un aumento della domanda in termini di MHD , seguito da una progressiva riduzione della pendenza e da una tendenza verso un plateau in prossimità delle condizioni di maggiore risposta e del raggiungimento della soglia convenzionale di collasso. Tale andamento può essere interpretato come indicativo della progressiva accentuazione del comportamento non lineare del sistema. Tra le tre misure differenziali considerate, PGV_{diff} risulta pertanto quella maggiormente rappresentativa della risposta nelle configurazioni analizzate. Tale evidenza appare inoltre coerente con la buona correlazione osservata tra i segnali di piano in termini di velocità, per cui il differenziale massimo di velocità consente di descrivere in maniera più efficace l'evoluzione della domanda fuori dal piano.

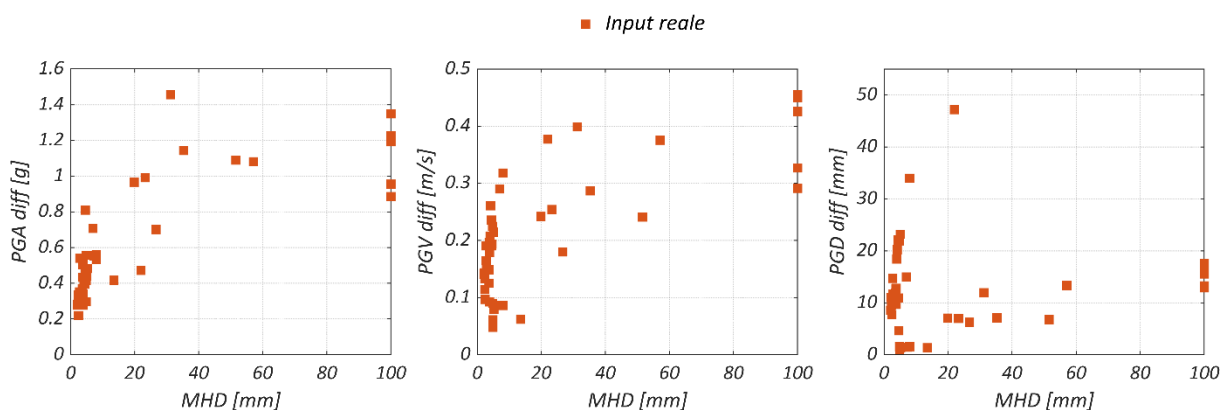


Figura 5.6: Risposta per input differenziale reale in funzione di PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff} .

Il confronto è successivamente esteso alla configurazione amplificata, come mostrato in Figura 5.7. L'introduzione di tali analisi amplia il campo esplorato dalle misure differenziali e conferma le differenze precedentemente osservate tra i tre parametri. In particolare, PGA_{diff} e PGD_{diff} continuano a mostrare una maggiore dispersione della risposta, senza individuare una relazione altrettanto evidente tra l'incremento della misura di intensità e quello di MHD . Anche considerando congiuntamente le configurazioni reale e amplificata, PGV_{diff} mantiene invece la correlazione più evidente con la risposta fuori dal piano. La distribuzione complessiva dei risultati conserva, infatti, una chiara tendenza crescente, caratterizzata da un ramo iniziale approssimativamente lineare e dalla successiva riduzione della pendenza verso le condizioni di maggiore risposta. Il risultato conferma pertanto che, tra le grandezze differenziali analizzate, la velocità relativa tra base e sommità costituisce il parametro cinematico maggiormente significativo per l'interpretazione della risposta fuori dal piano.

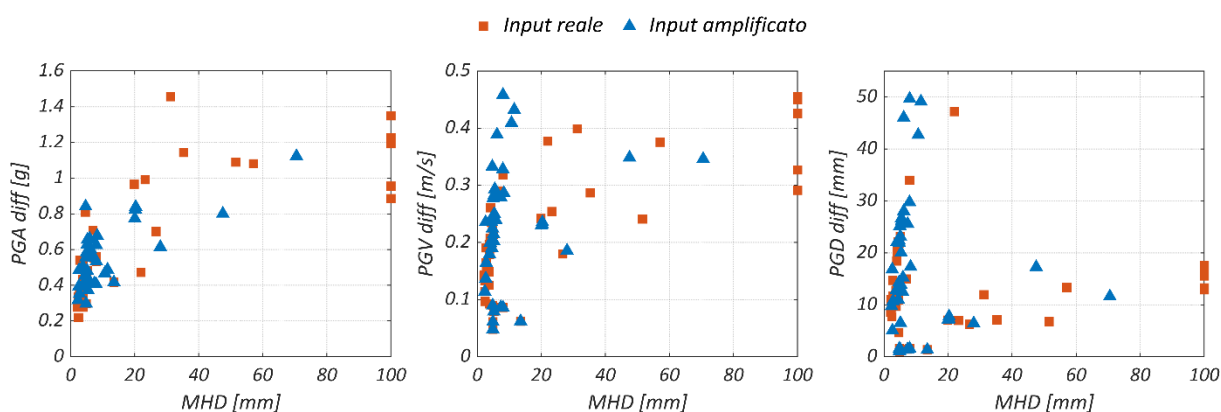


Figura 5.7: Confronto tra input differenziale reale e amplificato in funzione di PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff} .

Nel complesso, l'analisi delle misure di intensità differenziali evidenzia come la loro capacità rappresentativa dipenda dalla grandezza cinematica considerata. PGA_{diff} e

PGD_{diff} restituiscono distribuzioni maggiormente disperse, mentre PGV_{diff} mostra una correlazione più definita con MHD e si configura pertanto come la misura differenziale maggiormente significativa tra quelle analizzate. In particolare, l'evoluzione della risposta presenta un primo tratto approssimativamente lineare, seguito da una progressiva riduzione della pendenza e dalla tendenza verso un plateau in prossimità delle condizioni di maggiore domanda. Analogamente a quanto osservato nella Sottosezione 5.3.2 per a_{media} , tale andamento individua quindi una relazione interpretabile tra la misura di intensità e la risposta della parete e costituisce uno dei principali risultati emersi dalle analisi condotte con input differenziale.

5.3.4 Influenza della componente di rotazione rigida sulla misura della risposta

Le analisi presentate nelle sottosezioni precedenti sono state condotte assumendo come parametro di risposta il massimo spostamento orizzontale (MHD), depurato sia dalla traslazione della fondazione sia dal contributo associato alla rotazione rigida della parete, secondo la procedura descritta nella Sottosezione 5.2.1. Al fine di valutare l'influenza di quest'ultima correzione sui risultati, le medesime analisi sono state rielaborate mantenendo il contributo associato alla rotazione rigida e utilizzando come parametro di risposta MHD_{Δ} .

Si precisa che il criterio convenzionale di collasso rimane definito dal raggiungimento di $MHD = 100 \text{ mm}$ anche nelle rappresentazioni in funzione di MHD_{Δ} . Quest'ultimo parametro conserva infatti il contributo della rotazione rigida, ma non modifica né il criterio adottato per l'individuazione del collasso né la condizione utilizzata per l'arresto delle analisi.

In Figura 5.8 sono confrontati i risultati ottenuti in funzione di PBA , PTA e a_{media} . Nella parte superiore sono riportati i valori di MHD ottenuti rimuovendo la componente di rotazione rigida, mentre nella parte inferiore sono riportati i corrispondenti valori di MHD_{Δ} , nei quali tale contributo viene mantenuto.

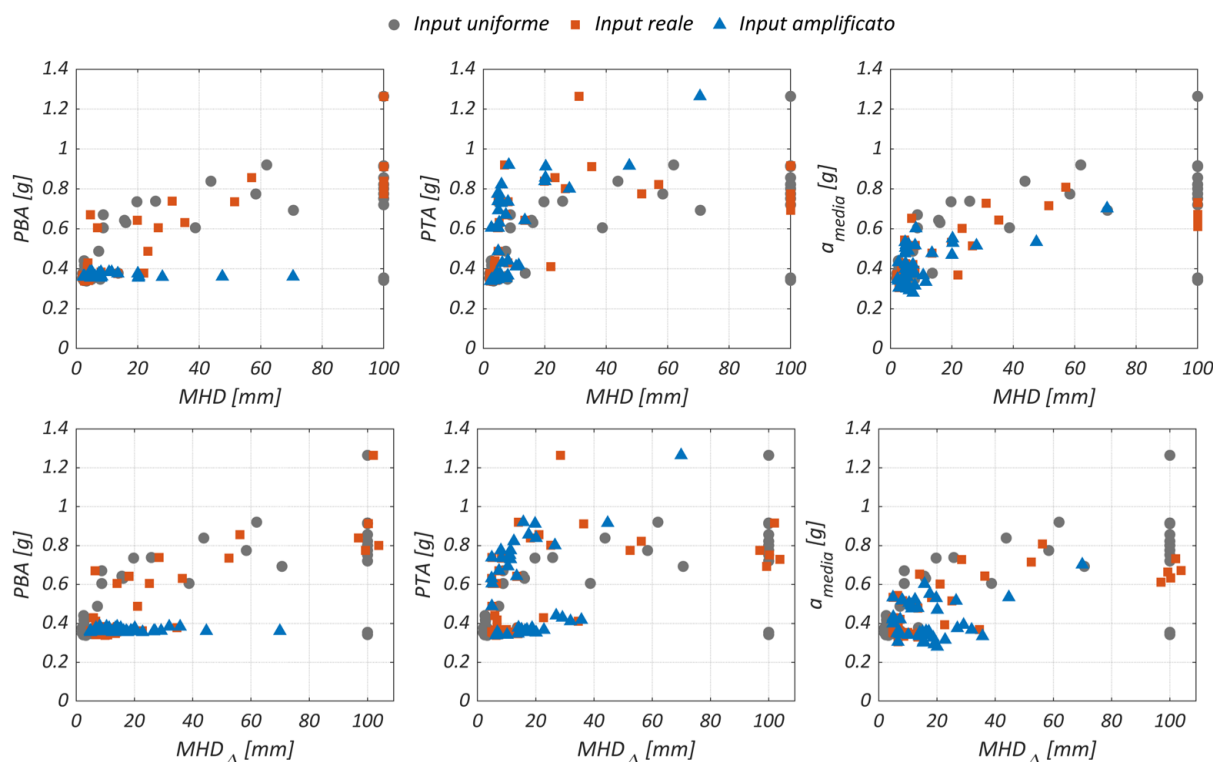


Figura 5.8: Confronto della risposta con e senza rimozione della componente di rotazione rigida in funzione di PBA , PTA e a_{media} .

Il confronto evidenzia alcune variazioni nei valori di spostamento associati alle singole analisi, riconducibili al contributo cinematico introdotto dal moto differenziale tra la base e la sommità della parete. Tali differenze risultano tuttavia generalmente contenute e non modificano sostanzialmente la distribuzione complessiva dei risultati né le principali tendenze precedentemente individuate. In particolare, rimangono riconoscibili le differenze osservate tra PBA , PTA e a_{media} , con quest'ultima che conserva la correlazione più evidente con la risposta fuori dal piano e l'andamento precedentemente individuato. Il confronto tra MHD e MHD_{Δ} mostra pertanto che una parte dello spostamento orizzontale registrato nel punto di controllo è attribuibile alla rotazione rigida indotta dalla differenza tra i moti imposti ai due estremi, senza tuttavia alterare sostanzialmente le principali tendenze individuate utilizzando la componente deformativa MHD .

La medesima valutazione è condotta in Figura 5.9 con riferimento alle misure differenziali PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff} . Anche in questo caso, il passaggio da MHD a MHD_{Δ} determina variazioni nei valori di spostamento delle singole analisi, senza tuttavia modificare in maniera sostanziale le relazioni precedentemente osservate tra le misure di intensità differenziali e la risposta. In particolare, PGV_{diff} mantiene la correlazione più definita con la risposta fuori dal

piano rispetto a PGV_{diff} e PGD_{diff} , confermando il ruolo maggiormente rappresentativo del differenziale di velocità già evidenziato nella sottosezione precedente.

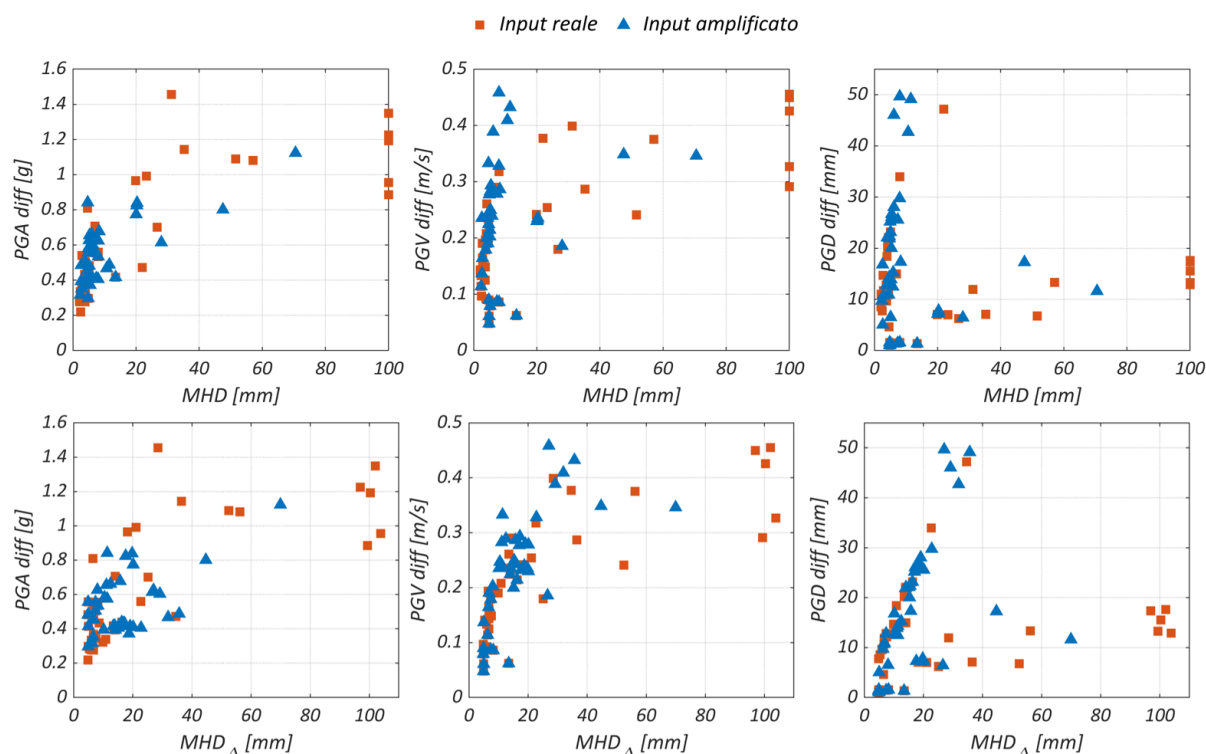


Figura 5.9: Confronto della risposta con e senza rimozione della componente di rotazione rigida in funzione di PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff} .

Nel complesso, il confronto conferma l'opportunità di distinguere la componente deformativa della risposta dal contributo associato alla rotazione rigida. L'utilizzo di MHD , ottenuto rimuovendo tale contributo, consente di rappresentare più direttamente la deformazione fuori dal piano effettivamente sviluppata dal pannello, evitando di attribuire alla risposta deformativa una quota di spostamento derivante dal moto cinematico relativo imposto ai suoi estremi. MHD_{Δ} , al contrario, conserva anche tale componente e rappresenta pertanto una misura dello spostamento che include l'effetto della rotazione globale indotta dall'input differenziale. Per le configurazioni analizzate, tuttavia, il contributo della rotazione rigida risulta complessivamente limitato e la sua rimozione non modifica le principali tendenze osservate né l'interpretazione generale dei risultati.

5.3.5 Discussione complessiva dei risultati

I risultati ottenuti evidenziano come l'introduzione di un input differenziale modifichi la risposta fuori dal piano della parete rispetto alla configurazione uniforme. L'applicazione di accelerogrammi differenti alla base e alla sommità introduce infatti un moto relativo tra gli

estremi del pannello, determinando una maggiore articolazione della risposta e rendendo più complessa l'individuazione di una relazione diretta tra l'intensità dell'azione sismica e il massimo spostamento sviluppato dalla parete.

Il confronto progressivo tra input uniforme, differenziale reale e differenziale amplificato ha permesso innanzitutto di valutare la capacità descrittiva delle misure di intensità PBA , PTA e a_{media} . In presenza di input differenziale, le accelerazioni di picco riferite singolarmente alla base o alla sommità non risultano sufficienti a descrivere l'evoluzione della risposta. In particolare, per la configurazione amplificata, a un intervallo relativamente ristretto di PBA corrisponde un ampio campo di valori di MHD , mentre valori elevati di PTA non determinano necessariamente risposte di maggiore entità. Tra le tre misure considerate, a_{media} mostra invece la correlazione più evidente con la risposta fuori dal piano. La distribuzione dei risultati consente di riconoscere un primo ramo approssimativamente lineare, nel quale all'aumentare della misura di intensità corrisponde un incremento progressivo di MHD , seguito da una progressiva riduzione della pendenza e da una tendenza verso un plateau in prossimità delle condizioni di maggiore risposta e della soglia convenzionale di collasso. Tale andamento può essere ricondotto alla progressiva accentuazione del comportamento non lineare del sistema e suggerisce una maggiore capacità descrittiva di una misura che tenga conto congiuntamente dell'intensità dei moti applicati ai due estremi della parete rispetto a parametri riferiti singolarmente alla base o alla sommità.

L'introduzione di PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff} ha consentito di caratterizzare più direttamente l'entità del moto relativo tra base e sommità, fornendo un'informazione complementare rispetto alle misure di intensità precedentemente considerate. Anche in questo caso le tre grandezze hanno mostrato capacità descrittive differenti. In particolare, PGV_{diff} presenta la correlazione più definita con MHD e un'evoluzione analoga a quella precedentemente osservata per a_{media} : a un primo tratto approssimativamente lineare, caratterizzato dall'incremento della risposta all'aumentare del massimo differenziale di velocità, segue una progressiva riduzione della pendenza e una tendenza verso un plateau in prossimità delle condizioni di maggiore domanda. Tale comportamento risulta coerente con la buona correlazione osservata tra i segnali di piano in termini di velocità e individua PGV_{diff} come la misura differenziale maggiormente significativa tra quelle considerate. PGA_{diff} e PGD_{diff} mostrano invece una maggiore dispersione e una relazione meno evidente con l'evoluzione della risposta.

Un risultato particolarmente significativo riguarda il raggiungimento della condizione di collasso nelle diverse configurazioni differenziali. Per l'input reale, i collassi si concentrano nella configurazione F2-F3, mentre nessuna delle analisi condotte con input amplificato raggiunge la soglia convenzionale di collasso. Tale risultato assume particolare rilevanza considerando che, nella configurazione amplificata, il moto applicato alla sommità viene incrementato fino a riprodurre il livello di amplificazione associato ai piani superiori, mentre alla base della parete viene mantenuto il segnale del piano terra (GF). L'aumento dell'intensità del moto in sommità non è quindi, da solo, sufficiente a determinare un incremento della domanda tale da condurre al collasso.

Il confronto tra le due configurazioni evidenzia pertanto il ruolo assunto dalla combinazione dei moti applicati ai due estremi della parete. Nei casi reali F2-F3, infatti, la parete è soggetta ai moti corrispondenti a due piani consecutivi superiori, mentre nella configurazione amplificata l'incremento del moto in sommità è associato al mantenimento del segnale piano terra alla base. I risultati ottenuti suggeriscono quindi che la severità della risposta fuori dal piano non dipenda esclusivamente dal livello di amplificazione raggiunto dal segnale superiore, ma sia influenzata congiuntamente dalle caratteristiche dei moti applicati alla base e alla sommità e dal moto relativo che ne deriva. Nell'ambito delle configurazioni analizzate, la presenza di un segnale maggiormente amplificato alla base, associato a quello applicato alla sommità, può pertanto contribuire in maniera rilevante all'incremento della domanda deformativa. Tale interpretazione consente di spiegare perché le configurazioni reali F2-F3 possano risultare più critiche rispetto ai casi amplificati, nonostante questi ultimi siano caratterizzati da un'elevata amplificazione del moto superiore.

Un ulteriore elemento analizzato riguarda il contributo della rotazione rigida associata al moto differenziale imposto agli estremi della parete. Il confronto tra MHD e MHD_{Δ} evidenzia variazioni nei valori di spostamento delle singole analisi, senza tuttavia modificare sostanzialmente le principali tendenze individuate attraverso le diverse misure di intensità. Il contributo della rotazione rigida risulta pertanto complessivamente limitato nelle configurazioni considerate. La sua rimozione rimane comunque metodologicamente opportuna quando l'obiettivo è isolare la componente effettivamente deformativa della risposta fuori dal piano, evitando di attribuire alla deformazione del pannello una quota di spostamento riconducibile alla cinematica globale indotta dal moto relativo tra base e sommità.

Nel complesso, i risultati mostrano che la risposta fuori dal piano della parete soggetta a input differenziale è determinata dall'azione congiunta dei moti applicati alla base e alla sommità e non può essere interpretata considerando esclusivamente l'intensità di uno dei due segnali. Tra le misure comuni alle diverse configurazioni, a_{media} fornisce la correlazione più evidente con la risposta, mentre, tra le misure specificamente introdotte per caratterizzare la non uniformità dell'input, PGV_{diff} risulta quella maggiormente significativa. Per entrambe le grandezze, l'individuazione di un ramo iniziale approssimativamente lineare, seguito da una progressiva riduzione della pendenza e dalla tendenza verso un plateau, evidenzia una relazione riconoscibile tra l'incremento dell'intensità dell'azione e l'evoluzione della risposta fuori dal piano.

I risultati relativi alle condizioni di collasso rafforzano tale interpretazione: l'assenza di collassi nelle configurazioni amplificate, a fronte del loro verificarsi nei casi reali F2-F3, mostra che l'amplificazione del moto alla sola sommità non costituisce un indicatore sufficiente della severità della domanda. La risposta dipende invece dalla specifica combinazione dei segnali applicati ai due estremi. Tali evidenze confermano pertanto l'importanza di rappresentare esplicitamente la non uniformità del moto lungo l'altezza nella valutazione numerica della risposta fuori dal piano delle pareti murarie.

6 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

6.1 CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi ha affrontato lo studio della risposta sismica fuori dal piano di pareti in muratura non armata soggette a meccanismi di flessione verticale (one-way bending), con particolare attenzione all'influenza esercitata dalla non uniformità del moto imposto lungo l'altezza dell'edificio. La vulnerabilità fuori dal piano degli elementi murari rappresenta infatti un aspetto di particolare rilevanza nella valutazione sismica degli edifici in muratura e la sua corretta rappresentazione numerica richiede modelli capaci di riprodurre il comportamento fortemente non lineare associato all'attivazione dei meccanismi locali. La risposta di una parete inserita all'interno di un organismo strutturale può inoltre essere influenzata dall'interazione con gli orizzontamenti e dalla conseguente modifica del moto sismico ai diversi livelli. In tale contesto, il lavoro è stato finalizzato allo sviluppo, alla calibrazione e alla successiva applicazione di un modello numerico tridimensionale agli elementi discreti, utilizzato dapprima per analizzare la risposta in presenza di input uniforme e successivamente per approfondire gli effetti derivanti dall'applicazione di storie temporali differenti alla base e alla sommità della parete. Quest'ultima fase ha consentito di superare progressivamente l'ipotesi semplificativa di input uniforme e di analizzare il ruolo assunto dalla combinazione dei moti ai due estremi nella determinazione della domanda fuori dal piano.

La prima parte dello studio ha riguardato lo sviluppo e la validazione del modello numerico agli elementi discreti mediante il software 3DEC [6], assumendo come riferimento i risultati sperimentali relativi alla parete muraria testata su tavola vibrante. L'analisi delle differenti strategie di modellazione ha consentito di individuare una configurazione numerica in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento osservato sperimentalmente e di definire il modello successivamente impiegato per le analisi dinamiche non lineari. A partire da tale configurazione sono state quindi studiate differenti modalità di applicazione dell'azione sismica, passando dall'input uniforme alle configurazioni differenziali.

Le analisi condotte con input uniforme hanno permesso innanzitutto di valutare l'influenza delle caratteristiche degli accelerogrammi di piano sulla risposta della parete. Il confronto tra segnali derivati da sistemi di piano a comportamento elastico e non lineare ha evidenziato, nel complesso, una maggiore severità delle configurazioni elastiche, associate a livelli di accelerazione e di domanda fuori dal piano generalmente superiori e a un maggior numero di

raggiungimenti della soglia di collasso. Sono stati tuttavia individuati anche alcuni casi di collasso associati ai segnali derivati dal sistema non lineare, per i quali l'analisi di ulteriori misure di intensità, quali CAV e intensità di Arias (IA), ha evidenziato valori relativamente elevati.

L'introduzione dell'input differenziale ha consentito di approfondire il ruolo della diversa azione esercitata dai moti applicati alla base e alla sommità della parete. Nella configurazione differenziale reale sono stati applicati alla base e alla sommità i moti associati a due piani consecutivi (GF-F1, F1-F2 e F2-F3), mentre nella configurazione differenziale amplificata il moto al piano terra (GF) è stato mantenuto alla base, applicando in sommità i moti F1, F2 e F3 progressivamente amplificati. Il confronto tra input uniforme, differenziale reale e differenziale amplificato ha mostrato come le accelerazioni di picco riferite singolarmente alla base (*PBA*), o alla sommità (*PTA*), non siano sufficienti a rappresentare in maniera efficace l'evoluzione della risposta nelle configurazioni analizzate. Tra le misure comuni ai diversi tipi di input, l'accelerazione media (a_{media}), tenendo conto congiuntamente dell'intensità dei moti applicati ai due estremi, ha mostrato la correlazione più rappresentativa con il massimo spostamento orizzontale *MHD*.

In particolare, la distribuzione dei risultati in funzione di a_{media} evidenzia un primo ramo approssimativamente lineare, nel quale all'incremento della misura di intensità corrisponde un progressivo aumento della domanda fuori dal piano, seguito da una riduzione della pendenza e dalla tendenza verso un plateau in prossimità delle condizioni di maggiore risposta e del raggiungimento della soglia convenzionale di collasso. Tale andamento può essere interpretato come indicativo di una progressiva accentuazione del comportamento non lineare del sistema, per il quale ulteriori variazioni della misura di intensità non si traducono in variazioni proporzionali del parametro di risposta.

Un risultato analogo è emerso dall'analisi delle misure di intensità specificamente introdotte per quantificare il moto differenziale tra base e sommità. Tra PGA_{diff} , PGV_{diff} e PGD_{diff} , il massimo differenziale di velocità PGV_{diff} ha fornito la correlazione più definita con *MHD*. Anche in questo caso è riconoscibile un tratto iniziale approssimativamente lineare, seguito da una progressiva riduzione della pendenza e dalla tendenza verso un plateau in corrispondenza delle condizioni di maggiore domanda. La maggiore capacità rappresentativa di PGV_{diff} risulta inoltre coerente con la buona correlazione osservata tra i segnali di piano in termini di velocità. Nell'ambito delle configurazioni e dei record analizzati, a_{media} e PGV_{diff} emergono pertanto

come le misure maggiormente significative, rispettivamente per il confronto complessivo tra le differenti tipologie di input e per la caratterizzazione specifica della componente differenziale del moto, rispondendo all'obiettivo di individuare parametri di intensità maggiormente rappresentativi della risposta fuori dal piano.

Particolarmente significativo risulta inoltre il confronto tra le condizioni di collasso ottenute nelle configurazioni differenziali. Per l'input reale, i collassi si concentrano nella configurazione F2-F3, mentre nessuna delle analisi condotte con input amplificato raggiunge la soglia convenzionale di collasso. Nella configurazione amplificata, infatti, il segnale applicato alla base rimane quello corrispondente al piano terra (GF), mentre il moto alla sommità viene progressivamente amplificato fino a raggiungere i livelli associati ai piani superiori. I risultati mostrano quindi che un'elevata amplificazione del moto alla sola sommità non è necessariamente sufficiente a produrre le condizioni di maggiore domanda. La risposta fuori dal piano risulta invece influenzata dalla specifica combinazione dei moti applicati ai due estremi della parete e dal moto relativo che ne deriva. Il confronto con i casi reali F2-F3 evidenzia, nell'ambito delle configurazioni considerate, il contributo rilevante assunto anche dal moto applicato alla base e mostra come la severità della risposta non possa essere valutata considerando esclusivamente il livello di amplificazione raggiunto dal segnale superiore.

La valutazione del contributo associato alla rotazione rigida indotta dal moto differenziale ha infine mostrato differenze generalmente contenute tra i parametri MHD e MHD_{Δ} . La rimozione di tale componente risulta metodologicamente opportuna per isolare la deformazione effettivamente sviluppata dal pannello, ma non modifica sostanzialmente le principali tendenze individuate né le correlazioni osservate con le misure di intensità considerate.

Nel complesso, i risultati ottenuti evidenziano l'importanza di rappresentare esplicitamente la non uniformità del moto lungo l'altezza dell'edificio nello studio della risposta fuori dal piano delle pareti murarie. Le analisi svolte mostrano infatti che la domanda non dipende unicamente dall'intensità del moto raggiunta a un singolo livello, ma dall'azione congiunta dei segnali applicati ai due estremi dell'elemento. L'introduzione dell'input differenziale consente pertanto di rappresentare un aspetto della risposta che non può essere colto mediante la sola applicazione uniforme del moto e costituisce un passaggio rilevante verso una caratterizzazione più realistica dell'interazione tra la risposta dinamica globale dell'edificio, la conseguente distribuzione non

uniforme del moto ai diversi livelli e il comportamento locale fuori dal piano dei pannelli murari.

6.2 SVILUPPI FUTURI

I risultati ottenuti nel presente lavoro individuano diversi possibili sviluppi finalizzati ad approfondire il ruolo dell'input differenziale nella risposta fuori dal piano. Un primo ampliamento riguarda l'estensione delle combinazioni di segnali applicati alla base e alla sommità della parete. Le configurazioni considerate hanno permesso di evidenziare l'importanza del moto applicato a entrambi gli estremi; risulterebbe pertanto utile analizzare sistematicamente ulteriori coppie di segnali corrispondenti a differenti livelli dell'edificio, ampliando la matrice delle combinazioni e verificando se le tendenze osservate si mantengano anche al variare della posizione della parete lungo l'altezza e delle caratteristiche dinamiche associate ai differenti livelli dell'edificio.

In tale prospettiva, potrebbe risultare particolarmente significativo condurre uno studio parametrico nel quale venga modificato separatamente il moto applicato a uno dei due estremi, mantenendo invariato quello imposto all'altro. Un simile approccio consentirebbe di isolare con maggiore chiarezza il contributo del segnale alla base e di quello alla sommità e di verificare quantitativamente l'interpretazione emersa dal confronto tra le configurazioni reale e amplificata, secondo cui la severità della risposta dipende dalla loro azione combinata e non esclusivamente dall'amplificazione del moto superiore.

Un ulteriore sviluppo riguarda l'ampliamento del numero di accelerogrammi e delle condizioni analizzate, necessario per verificare la generalità delle correlazioni individuate. In particolare, i risultati ottenuti per a_{media} e PGV_{diff} suggeriscono l'opportunità di approfondire quantitativamente le relazioni con MHD attraverso analisi dinamiche condotte a livelli di intensità crescenti, secondo approcci quali l'Incremental Dynamic Analysis (IDA) o la Multi-Stripe Analysis (MSA). Tali procedure consentirebbero di esplorare in maniera più sistematica le diverse fasi della risposta, dal comportamento iniziale fino allo sviluppo della non linearità e al raggiungimento della condizione di collasso, fornendo una base più ampia per la successiva caratterizzazione quantitativa delle relazioni tra le misure di intensità e MHD . L'ampliamento del database potrebbe inoltre permettere di valutare la possibilità di individuare un parametro sintetico capace di descrivere in maniera unitaria le caratteristiche comuni dei differenti segnali e la loro relazione con la risposta fuori dal piano.

Parallelamente, potrebbe essere approfondito il ruolo di ulteriori caratteristiche dell'azione sismica, includendo misure legate alla durata e al contenuto energetico del moto. I valori relativamente elevati di CAV e intensità di Arias (IA) osservati in alcuni dei casi di collasso individuati con input uniforme suggeriscono l'interesse di approfondire sistematicamente la relazione tra tali parametri e la risposta fuori dal piano, su un database più ampio di accelerogrammi e condizioni di analisi, anche in combinazione con le misure di intensità risultate maggiormente significative nelle analisi differenziali.

Infine, l'estensione delle analisi a pareti caratterizzate da differenti geometrie, proprietà meccaniche e condizioni di vincolo, nonché a sistemi di piano con differenti caratteristiche dinamiche e livelli di non linearità, consentirebbe di valutare la robustezza delle tendenze individuate e di ampliare la rappresentatività dei risultati. Tali sviluppi permetterebbero di approfondire ulteriormente il legame tra risposta dinamica globale dell'edificio, non uniformità del moto ai diversi livelli e vulnerabilità locale fuori dal piano degli elementi murari, contribuendo alla definizione di procedure numeriche sempre più rappresentative delle effettive condizioni di domanda sismica cui tali elementi possono essere soggetti all'interno dell'edificio.

Bibliografia

- [1] S. Sharma, U. Tomassetti, F. Graziotti, e G. Magenes, «Simplified methodologies for assessing the out-of-plane two-way bending seismic response of unreinforced brick masonry walls: lessons from recent experimental studies», *Structures*, vol. 33, pp. 2839–2854, ott. 2021, doi: 10.1016/j.istruc.2021.03.121.
- [2] M. Mirra, N. Damiani, S. Sharma, F. Graziotti, e F. Messali, «Definition of differential seismic input motions for out-of-plane dynamic testing of unreinforced masonry gable walls considering different roof configurations», *Structures*, vol. 79, p. 109419, set. 2025, doi: 10.1016/j.istruc.2025.109419.
- [3] U. Tomassetti, F. Graziotti, A. Penna, e G. Magenes, «Modelling one-way out-of-plane response of single-leaf and cavity walls», *Eng. Struct.*, vol. 167, pp. 241–255, lug. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.007.
- [4] M. Bertassi, N. Damiani, S. Kallioras, G. Guerrini, F. Graziotti, e G. Magenes, «Assessment of the out-of-plane response of URM walls: comparison between nonlinear kinematic and dynamic analyses», *Procedia Struct. Integr.*, vol. 78, pp. 1521–1528, gen. 2026, doi: 10.1016/j.prostr.2025.12.194.
- [5] F. Graziotti, A. Penna, e G. Magenes, «A nonlinear SDOF model for the simplified evaluation of the displacement demand of low-rise URM buildings», *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 14, fasc. 6, pp. 1589–1612, giu. 2016, doi: 10.1007/s10518-016-9896-5.
- [6] Itasca Consulting Group, Inc., *3DEC (Three-Dimensional Distinct Element Code)*. (2024). Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, MN, USA. [Online]. Disponibile su: <https://docs.itascacg.com/itasca920/3dec/docproject/source/3dechome.html>
- [7] F. Graziotti, U. Tomassetti, A. Penna, e G. Magenes, «Out-of-plane shaking table tests on URM single leaf and cavity walls», *Eng. Struct.*, vol. 125, pp. 455–470, ott. 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.07.011.
- [8] A. Ghezelbash, A. M. D’Altri, S. Sharma, P. B. Lourenço, J. G. Rots, e F. Messali, «A block-based numerical strategy for modeling the dynamic out-of-plane behavior of unreinforced brick masonry walls», *Meccanica*, vol. 60, fasc. 7, pp. 2069–2105, lug. 2025, doi: 10.1007/s11012-024-01899-8.
- [9] L. Sorrentino, R. Masiani, e M. C. Griffith, «The vertical spanning strip wall as a coupled rocking rigid body assembly», *Struct. Eng. Mech.*, vol. 29, fasc. 4, pp. 433–453, lug. 2008, doi: 10.12989/SEM.2008.29.4.433.
- [10] A. Ghezelbash, A. M. D’Altri, S. Sharma, P. B. Lourenço, J. G. Rots, e F. Messali, «A block-based numerical strategy for modeling the dynamic out-of-plane behavior of unreinforced brick masonry walls», *Meccanica*, vol. 60, fasc. 7, pp. 2069–2105, lug. 2025, doi: 10.1007/s11012-024-01899-8.

- [11] U. Tomassetti, A. A. Correia, F. Graziotti, e A. Penna, «Seismic vulnerability of roof systems combining URM gable walls and timber diaphragms», *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 48, fasc. 11, pp. 1297–1318, 2019, doi: 10.1002/eqe.3187.
- [12] M. J. DeJong e E. G. Dimitrakopoulos, «Dynamically equivalent rocking structures», *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 43, fasc. 10, pp. 1543–1563, 2014, doi: 10.1002/eqe.2410.
- [13] F. Galvez, L. Sorrentino, D. Dizhur, e J. M. Ingham, «Damping considerations for rocking block dynamics using the discrete element method», *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 51, fasc. 4, pp. 935–957, 2022, doi: 10.1002/eqe.3598.
- [14] N. Damiani, M. J. DeJong, L. Albanesi, A. Penna, e P. Morandi, «Distinct element modeling of the in-plane response of a steel-framed retrofit solution for URM structures», *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 52, fasc. 10, pp. 3030–3052, 2023, doi: 10.1002/eqe.3910.
- [15] Y. P. Oktiovan, F. Messali, B. Pulatsu, S. Sharma, J. V. Lemos, e J. G. Rots, «Cyclic constitutive model for masonry joint damage and energy dissipation using the distinct element method», *Comput. Struct.*, vol. 321, p. 108094, gen. 2026, doi: 10.1016/j.compstruc.2025.108094.
- [16] B. Pulatsu, E. Erdogmus, P. B. Lourenço, J. V. Lemos, e K. Tuncay, «Simulation of the in-plane structural behavior of unreinforced masonry walls and buildings using DEM», *Structures*, vol. 27, pp. 2274–2287, ott. 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.08.026.
- [17] A. Furiosi, N. Damiani, M. Rota, e A. Penna, «Seismic Fragility Assessment of a Multi-Span Masonry Arch Bridge Using a Discontinuum Modeling Approach», *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 54, fasc. 13, pp. 3320–3340, 2025, doi: 10.1002/eqe.70029.
- [18] Francesca Gobbin, «Discrete Element Modelling for the Seismic Analysis of Masonry Structures», PhD thesis, Università degli Studi Roma Tre, Roma, Italia, 2021.
- [19] The MathWorks, Inc., *MATLAB (Matrix Laboratory)*. (2024). The MathWorks, Inc., Natick, MA, USA. [Online]. Disponibile su: <https://www.mathworks.com/products/matlab.html>
- [20] *Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018)*, Decreto Ministeriale D.M. 17 gennaio 2018, Roma, Italia., 17 gennaio 2018. [Online]. Disponibile su: <https://www.gazzettaufficiale.it/eli/id/2018/02/20/18A00716/sg>
- [21] H. Dávalos e E. Miranda, «Evaluation of FIV3 as an Intensity Measure for Collapse Estimation of Moment-Resisting Frame Buildings», *J. Struct. Eng.*, vol. 146, fasc. 10, p. 04020204, ott. 2020, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002781.
- [22] ABK, A Joint Venture, «Methodology for Mitigation of Seismic Hazards in Existing Unreinforced Masonry Buildings: Wall Testing, Out-of-Plane», National Science Foundation, Washington, D.C., Topical Report ABK-TR-04.

-
- [23] O. Penner e K. J. Elwood, «Out-of-Plane Dynamic Stability of Unreinforced Masonry Walls in One-Way Bending: Parametric Study and Assessment Guidelines», *Earthq. Spectra*, vol. 32, fasc. 3, pp. 1699–1723, 2016, doi: 10.1193/011715EQS011M.
- [24] O. Penner e K. J. Elwood, «Out-of-Plane Dynamic Stability of Unreinforced Masonry Walls in One-Way Bending: Shake Table Testing», *Earthq. Spectra*, vol. 32, fasc. 3, pp. 1675–1697, 2016, doi: 10.1193/011415EQS009M.
- [25] A. Menon e G. Magenes, «Definition of Seismic Input for Out-of-Plane Response of Masonry Walls: I. Parametric Study», *J. Earthq. Eng.*, vol. 15, fasc. 2, pp. 165–194, gen. 2011, doi: 10.1080/13632460903456981.
- [26] C. C. Simsir, M. Aschheim, e D. Abrams, «Out-of-Plane Dynamic Response of Unreinforced Masonry Bearing Walls Attached to Flexible Diaphragms», gen. 2004.
- [27] L. Landi, R. Gabellieri, e P. P. Diotallevi, «A model for the out-of-plane dynamic analysis of unreinforced masonry walls in buildings with flexible diaphragms», *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 79, pp. 211–222, dic. 2015, doi: 10.1016/j.soildyn.2015.09.013.