

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BERGAMO  
Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate



**SISTEMI STRUTTURALI RICENTRANTI PER STRUTTURE  
RESILIENTI AL SISMA: ROCKING WALLS E ROCKING COLUMNS**  
STRUCTURAL SYSTEMS FOR EARTHQUAKE RESILIENT  
STRUCTURES: ROCKING WALLS AND ROCKING COLUMNS

PhD Program in “Engineering and Applied Sciences”

XXXIV CYCLE

Relatore

Prof. Andrea Belleri

Michele Egidio BRESSANELLI

Matricola n°1020754

ANNO ACCADEMICO 2020/2021



UNIVERSITY OF BERGAMO

Ph.D Program in “Engineering and Applied Sciences”

XXXIV cycle

ICAR/09

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BERGAMO

Dottorato in Ingegneria e Scienze Applicate

XXXIV

ICAR/09

Prof. Valerio Re (Coordinator)

Author: Bressanelli Michele Egidio

Title: Sistemi strutturali ricentranti per strutture resilienti al sisma: rocking walls e rocking columns / Structural systems for earthquake resilient structures: rocking walls and rocking columns.





A mio papà



## PREMESSA / ABSTRACT

Nella progettazione antisismica si tende a realizzare costruzioni resilienti in grado di assorbire danni progressivamente più consistenti al crescere dell'intensità sismica, conservando in ogni caso una ragionevole distanza dal collasso strutturale. Perché ciò sia possibile è necessario che le strutture siano in grado di mantenere un comportamento stabile in campo inelastico, evitando dunque meccanismi globali instabili o rotture locali di tipo fragile. Le strutture dotate di queste caratteristiche si dicono duttili, ovvero capaci di dissipare, attraverso il danneggiamento strutturale, parte dell'energia trasmessa dal terremoto.

Un metodo per ottenere edifici resilienti è l'utilizzo di sistemi ricentranti ottenuti con l'inserimento di cavi post-tesi non aderenti all'interno di elementi strutturali, tipicamente prefabbricati o gettati in opera. Tali sistemi sono noti con il termine di rocking systems e possono essere affiancati a dispositivi isteretici e/o viscosi per aumentare la dissipazione energetica. Queste tipologie strutturali sono molto vantaggiose perché caratterizzate da un basso livello di danno e da un'elevata operatività post-sisma. Nonostante ciò, a livello Europeo questi sistemi non sono previsti come possibili sistemi sismoresistenti, pertanto per il loro utilizzo è necessario procedere con apposite progettazioni a valle di sperimentazioni. L'obiettivo della ricerca è lo sviluppo di metodi di progettazione e analisi per sistemi ricentranti con l'obiettivo di rendere il patrimonio edilizio più sostenibile, sicuro e resiliente. Lo studio si focalizza sulla definizione di criteri di progetto per la scelta dei dissipatori e dei cavi post-tesi dei sistemi ibridi e sulla modellazione di tali sistemi al fine di promuoverne

## ABSTRACT

maggiormente l'utilizzo. La progettazione sismica è condotta sfruttando il metodo Displacement Based Design proposto da Priestley. Tale approccio è stato esteso al progetto di sistemi multi-rocking e nel caso di elementi dissipativi di tipo viscoso, lineari e non lineari, in alternativa a quelli di tipo isteretico, grazie allo sviluppo di una procedura specifica. L'inserimento di dispositivi viscosi in setti rocking permette, una volta danneggiati, una facile sostituzione e/o manutenzione essendo spesso collocati all'esterno dell'elemento (a differenza dei dispositivi isteretici caratterizzati da barre in acciaio situate in corrispondenza dell'interasse dell'elemento che necessitano di interventi invasivi per la loro riparazione).

A livello di modellazione, sono state sviluppate e confrontate varie soluzioni i cui risultati analitici sono stati validati con quanto ottenuto da test sperimentali: nello specifico dal progetto di ricerca DSDM svoltosi nel 2008 presso l'Università della California a San Diego riguardante i test su tavola vibrante di un edificio prefabbricato di tre piani in scala 1:2 con setti rocking e dal progetto di ricerca riguardante una pila da ponte ricentrante testata presso il laboratorio dell'Università della California a Berkeley e oggetto del 2017 PEER Blind Prediction Contest. È stata inoltre analizzata l'influenza dei picchi di accelerazioni orizzontale e verticale, originati dall'apertura e dalla chiusura del gap all'interfaccia parete-fondazione, oltre che le risposte locali e globali, rispettivamente della singola parete e dell'intera struttura oggetto di studio. I risultati ottenuti a seguito della modellazione, confrontati con quanto ottenuto sperimentalmente, hanno permesso di definire dei parametri ottimali da utilizzare durante la modellazione di tali sistemi. Nello specifico, l'inserimento di un elemento dissipativo alla base ha consentito di eliminare parte dei disturbi sulle accelerazioni orizzontali riscontrati durante le fasi di apertura e chiusura del gap alla base e mitigare l'effetto delle vibrazioni ad alta frequenza dovute agli impatti. Sono state sviluppate tre differenti tipologie di modellazione: con elementi a fibre, con molla rotazionale alla base e con molle traslazionali reagenti solo a compressione nell'interfaccia parete-fondazione. Ciascuna modellazione è stata effettuata sia su modelli semplificati sia su modelli più complessi.

In the anti-seismic design, there is a tendency to realize resilient constructions able to take progressively greater damage as the seismic intensity increases, preserving in any case a reasonable distance from structural collapse. For this to be possible it is necessary that the structures are able to maintain a stable behaviour in the inelastic field. One method of achieving resilient buildings is the use of re-centring systems obtained by inserting unbounded post-tensioned cables within the lateral force resisting system structural elements. These systems are known as rocking systems and can be coupled with hysteretic and/or viscous devices to increase energy dissipation. These structural types are very advantageous because they are characterized by a low level of damage and high post-earthquake operability.

The objective of the research is to develop design strategies and analysis methods for re-centring systems. The study is focused on the definition of design criteria for dissipators and post-tensioned cables of hybrid systems and on the study of the modelling of such systems in order to further promote their use. The seismic design is conducted by exploiting the displacement-based design procedure proposed by Priestley. This approach has been extended to the design of multi-rocking systems and in the case of viscous dampers as an alternative to hysteretic devices.

At the modelling level, various solutions have been investigated and compared with the results obtained from experimental tests: specifically from the DSDM research project carried out in 2008 at the University of California at San Diego concerning the shake table tests of a three-story 1:2 scale precast building with rocking and hybrid walls and from the research project of a re-centring bridge pier tested at the laboratory of the University of California at Berkeley and object of the 2017 PEER Blind Prediction Contest. The influence of horizontal and vertical accelerations spikes originating from gap opening and closing at the wall-foundation interface was also analysed, as well as the local and global responses of the individual wall and of the entire structure under study, respectively. The results allowed to define the optimal parameters to be used during the modelling of such systems. Specifically, the insertion of a dissipative element at the base has made it possible to eliminate part of the disturbances on the horizontal accelerations found during the opening and closing phases of the gap at the base and to mitigate the effect of high frequency vibrations due to impacts. Three different types of modelling strategies were developed: with fiber elements, with lumped rotational springs at the base, and with distribute compression-only translational springs at the wall-foundation interface. Each modelling strategy was performed on both simplified and more complex models.



## **RINGRAZIAMENTI / ACKNOWLEDGEMENTS**

Mi è doveroso dedicare questo spazio del mio elaborato alle persone che hanno contribuito, con il loro instancabile supporto, alla realizzazione dello stesso.

In primis, un ringraziamento speciale al mio relatore Andrea Belleri, per la sua pazienza, per i suoi indispensabili consigli e per le conoscenze trasmesse durante tutto il percorso di stesura dell'elaborato.

Un ringraziamento al professore José I. Restrepo che, grazie a numerosi incontri online, è riuscito a fornirmi preziosi consigli per la ricerca in oggetto.

Ringrazio infinitamente mia mamma Antonella e mio fratello Daniele che in questi tre anni mi hanno sempre confermato il loro supporto, sostenendomi e incoraggiandomi, a loro vanno i miei ringraziamenti più grandi.

Ringrazio la mia fidanzata Federica per avermi trasmesso la sua immensa determinazione e la capacità di mettersi sempre in gioco per affrontare nuove sfide e raggiungere nuovi traguardi con coraggio e costanza.





**SOMMARIO / SUMMARY**

PREMESSA / ABSTRACT .....	7
RINGRAZIAMENTI / ACKNOWLEDGEMENTS .....	11
SOMMARIO / SUMMARY .....	13
INTRODUZIONE / INTRODUCTION .....	17
Stato dell'arte in Italia / State of the art in Italy .....	20
Introduzione sistemi resilienti e ricentranti / Introduction of resilient and recentering systems .....	22
Organizzazione del lavoro / Organization of the work .....	25
Primo capitolo / First chapter .....	25
Secondo capitolo / Secondo chapter .....	25
Terzo capitolo / Third chapter .....	26
Quarto capitolo / Fourth chapter .....	27
Quinto capitolo / Fifth chapter .....	27
Sesto capitolo / Sixth chapter .....	28
Referenze / References .....	29
1. SISTEMI CON TECNOLOGIA ROCKING / ROCKING SYSTEMS.....	33
Analisi di letteratura / Literate review.....	33
Criteri di Progettazione / Design Criteria.....	39
Criteri di Modellazione / Modeling Criteria .....	67
Referenze / References .....	79

## SUMMARY

2. MODELLAZIONE DI PARETI CON TECNOLOGIA ROCKING E IBRIDA / MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS.....	87
Presentazione del caso studio e dei dati sperimentali / Description of case study and experimental results .....	87
Modellazione 2D della singola parete rocking e ibrida / 2D-single wall modeling.....	98
Risultati delle analisi dinamiche non lineari / Non linear dynamic analyses results ..	107
Analisi di sensibilità / Sensitivity analysis .....	129
Osservazioni / Remarks.....	151
Modellazione 3D della singola parete / 3D-single wall modeling.....	153
Osservazioni / Remarks.....	156
Modellazione 3D dell'intera struttura / 3D-structure modeling.....	157
Rigidezza impalcati / Diaphragm stiffness .....	158
Ottimizzazione numerica / Numerical optimization .....	178
Osservazioni / Remarks.....	195
Osservazioni finali / Final observations .....	197
Referenze / References .....	201
3. MODELLAZIONE DI COLONNE CON TECNOLOGIA ROCKING / MODELING OF ROCKING COLUMN.....	205
Introduzione / Introduction.....	205
Descrizione caso studio / Description case study .....	205
Materiali / Materials.....	210
Protocollo di carico / Load design .....	213
Risultati sperimentali / Experimental results .....	214
Modellazione e analisi / Modeling and analysis.....	218
Modellazione MidasGen / MidasGen modeling .....	218
Modellazione OpenSEES / OpenSEES modeling .....	222
Risultati / Results .....	224
Risultati ottenuti con MidasGen / MidasGen results .....	225
Risultati OpenSEES / OpenSEES results.....	251
Confronto tra risultati numerici (MidasGen e OpenSEES) e sperimentali / Comparison between numerical (MidasGen and OpenSEES) and experimental results.....	255
Osservazioni finali / Final observations .....	258
Referenze / References .....	259
4. ESTENSIONE DELL'APPROCCIO PARAMETRICO ADIMENSIONALE PER LA PROGETTAZIONE DEI CAVI POST-TESE E DEI DISSIPATORI IN PARETI ROCKING DI TIPO PREFABBRICATO / A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATORS IN PRECAST ROCKING WALLS.....	261

Introduzione / Introduction.....	262
Descrizione / Description.....	262
Validazione e analisi / Validation and analysis .....	271
Modellazione a elementi finiti / Finite elements modeling.....	275
Analisi e Risultati / Analysis and Results.....	276
Osservazioni finali / Final observations .....	279
Referenze / References .....	281
<b>5. PROGETTAZIONE DI DISPOSITIVI VISCOSI / VISCOUS DAMPER DESIGN .....</b>	<b>283</b>
Descrizione / Description.....	283
Progettazione dispositivi viscosi / Design of viscous dampers .....	287
Progettazione con approccio alle forze / Force based design .....	287
Progettazione con approccio agli spostamenti / Displacement based design.....	289
Metodo di progettazione semplificato per l'inserimento di dispositivi viscosi in setti rocking / Simplified DBD design method for viscous devices in rocking walls.....	296
Validazione e analisi / Validation and analysis .....	301
Implementazione dispositivi viscosi in progetto DSDM / Linear viscous damper into DSDM project.....	310
Osservazioni finali / Final observations .....	320
Referenze / References .....	321
<b>6. STUDIO E MODELLAZIONE PARETI CON DOPPIA INTERFACCIA ROCKING / STUDY AND MODELING OF ROCKING WALLS WITH TWO ROCKING SURFACES..</b>	<b>325</b>
Introduzione / Introduction.....	326
Progettazione / Design .....	327
Modellazione e analisi / Modeling and analysis.....	328
Confronto tra rocking tradizionale e localizzato / Comparison between traditional and localized rocking system.....	333
Osservazioni finali / Final observations .....	338
Referenze / References .....	339
<b>7. CONCLUSIONI / CONCLUSIONS.....</b>	<b>341</b>
Sviluppi futuri / Future developments .....	348



## INTRODUZIONE / INTRODUCTION

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo a causa della frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il nostro territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto, determinando un impatto sociale ed economico rilevante. La sismicità della Penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica, perché è situata nella zona di convergenza tra la placca africana e quella eurasiatica ed è sottoposta a forti spinte compressive, che causano l'accavallamento dei blocchi di roccia. In 2500 anni, l'Italia è stata interessata da più di 30.000 terremoti di media e forte intensità superiore al IV-V grado della scala Mercalli e da circa 560 eventi sismici di intensità uguale o superiore all'VIII grado della scala Mercalli (in media uno ogni 4 anni e mezzo). Solo nel XX secolo, ben 6 terremoti hanno avuto una magnitudo uguale o superiore a 6.5 (con effetti classificabili tra il X e XI grado Mercalli), vedi Tabella 1. La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della penisola lungo la dorsale appenninica (Val di Magra, Mugello, Val Tiberina, Val Nerina, Aquilano, Fucino, Valle del Liri, Beneventano, Irpinia), in Calabria e Sicilia, ed in alcune aree settentrionali, tra le quali il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale.

## INTRODUCTION

Tabella 1. Maggiori eventi sismici, in termini di magnitudo Richter, che hanno colpito il territorio italiano dal 1900 ad oggi.  
/ Major seismic events, in terms of Richter magnitude, that have affected Italy since 1900 to the present.

Magnitudo (M) scala Richter	Data	Zona	Danni causati
7.1	1908	Stretto di Messina	Terremoto associato a un violento tsunami, con run-up fino a 12 metri, dovuto principalmente a una frana sottomarina. Oltre 60 mila morti.
7.0	1915	Marsica	Grandi sconvolgimenti nel territorio, con frane e voragini. Oltre 40 mila morti.
6.9	1980	Irpinia	Coinvolti 5 milioni di persone. Strade e ferrovie bloccate. Circa 3000 morti e 250 mila senzatetto.
6.9	1905	Calabria	Sisma notturno: frane, voragini, liquefazione, fiumi deviati. Circa 600 morti.
6.7	1930	Irpinia	Sisma notturno. Danni ingenti. Incerto il numero dei morti, almeno 1400.
6.5	2016	Norcia	Abbassamento del livello del terreno fino a 70 centimetri. Decine di migliaia gli sfollati.
6.4	1920	Lunigiana	Sisma all'alba. Almeno 200 vittime (molta della popolazione, "avvertita" dalle scosse precedenti, non dormiva in casa).
6.4	1976	Friuli	Una settantina i comuni colpiti, 45 dei quali "rasi al suolo" secondo la definizione ufficiale. Circa 1000 i morti e 45 mila senzatetto.
6.2	1962	Irpinia	Crollo di un ponte sulla ferrovia Avellino-Foggia. 15 morti e 10 mila senzatetto.
6.1	1968	Valle del Belice	Evento notturno, con sequenza sismica. Alcuni paesi ricostruiti altrove, in una sorta di "laboratorio architettonico". Quasi 400 morti e 70 mila senzatetto.

Negli ultimi 40 anni, a partire dal terremoto che colpì la Valle del Belice, i terremoti hanno provocato 4500 vittime e circa 150 milioni di euro di spesa per la ricostruzione. Dal 1986 si è finalmente iniziato a investire in prevenzione sismica, iniziando a finanziare edifici pubblici, scuole e ospedali, con circa 300 milioni di euro. Dal 2003, a seguito del terremoto di San Giuliano, la prevenzione ha avuto un ulteriore impulso con un investimento di oltre 750 milioni di euro (tutti questi dati sono stati ricavati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, INGV, e dal sito della Protezione Civile).

A livello mondiale (vedi Tabella 2), i terremoti che hanno prodotto il numero maggiore di danni e, parallelamente, di vittime e sfollati, sono stati registrati in Alaska nel 1964 (di magnitudo 9.4), in Cile nel 1960 (più di due milioni di sfollati e magnitudo 9.5) e nel 2010 (con 500000 edifici danneggiati), in Indonesia nel 2004 e in Giappone nel 2011. Quest'ultimo terremoto è inoltre responsabile di aver provocato lo spostamento dell'asse terrestre di circa 17cm e delle coste del paese di 4m verso Est causando mutazioni del fondale marino.

Tabella 2. Maggiori eventi sismici a livello mondiale. / Major seismic events in the world.

Magnitudo (M) scala Richter	Data	Zona	Danni causati
9.5	1960	Valdivia (Chile)	Esso provocò un maremoto con onde alte fino a 25m, che raggiunsero diverse località dell'Oceano Pacifico, tra cui le Isole Hawaii e pure l'Arcipelago Giapponese. Le vittime furono circa 3.000 vittime e gli sfollati ben 2.000.000.
9.2	1964	Prince William Sound (Alaska)	Danni nei centri abitati e più di cento vittime.
9.1	2004	Sumatra (Indonesia)	Le vittime furono oltre 200.000, i dispersi furono diverse decine di migliaia, ed ingenti, ovunque nelle zone colpite, furono i danni.
9.0	1952	Kamčatka (Russia)	I danni furono ingenti ma (almeno stando a quanto riportato) non vi furono vittime.
8.9	2011	Tōhoku (Giappone)	Ingenti danni e un numero elevato di vittime accertate (i feriti furono oltre 5.300 e i dispersi risultarono quasi 4.500). La situazione fu ulteriormente aggravata da quanto accadde nella centrale nucleare di Fukushima Dai-chi: infatti, soprattutto a causa del maremoto, fusero i noccioli dei reattori 1, 2 e 3 della centrale (si guastò il sistema di raffreddamento e avvenne il rilascio di materiali radioattivi).
8.8	1906	Ecuador e Colombia	Esso produsse un maremoto con onde alte oltre 5 m, che causò ingenti danni lungo le coste dei due paesi, radendo al suolo la cittadina di Río Verde (nella provincia di Esmeraldas) e danneggiando gravemente López de Micay (in Colombia). Il maremoto sconvolse anche numerose località di altri paesi che si affacciano sull'Oceano Pacifico e causò la maggior parte delle vittime.
8.8	2010	Maule (Chile)	Le vittime accertate furono oltre 450 e circa 2.000.000 furono gli sfollati.

## INTRODUCTION

8.7	2005	Sumatra (Indonesia)	Le vittime accertate furono circa 1.300.
8.7	1965	Isola Rat (Alaska)	Tali isole sono situate in una zona fortemente sismica, ma non sono abitate. Pertanto, il terremoto, pur avendo provocato un maremoto con onde alte fino a 10 metri, non provocò né vittime, né danni ingenti.
8.6	1950	Rima (Tibet)	Molte furono le distruzioni nei centri abitati e oltre 1.500 le vittime.

Da quanto riassunto in Tabella 2 risulta evidente che, oltre all'intensità (cioè, alla magnitudo) del terremoto, incidono in modo determinante sui suoi effetti (in termini sia di vittime che di danni) anche altri fattori: non solo l'eventuale innesco di un maremoto, ma pure la densità della popolazione nell'area colpita e le tecniche di costruzione ivi utilizzate. In Giappone, ad esempio, grazie all'ampio uso di efficaci tecnologie antisismiche, in occasione del terremoto di Tohoku del 2011 non fu la pur violentissima scossa dell'11 marzo a provocare tante vittime e tanta distruzione, bensì il devastante maremoto da essa innescato (così come già era accaduto in occasione degli eventi di Sumatra del 2004). Circa poi l'importanza della densità della popolazione e delle tecniche costruttive utilizzate, basti poi sapere che il terremoto che risulta aver causato il maggior numero di vittime è stato, sino ad ora, quello che colpì Haiti il 12 gennaio 2010 ( $M_w$  pari a 7). Infatti, tale evento, sebbene sia stato di magnitudo nettamente inferiore rispetto a quelli prima menzionati, causò quasi 300.000 morti (stimati), 300.000 feriti e circa 1.000.000 di sfollati. Tutto ciò in un piccolo Stato.

### *Stato dell'arte in Italia / State of the art in Italy*

Nonostante i dati esposti, facendo principalmente riferimento al solo territorio italiano, nella progettazione delle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato si ha spesso a che fare con strutture progettate considerando i soli carichi gravitazionali e del vento. Queste costruzioni presentano in genere lacune progettuali e costruttive che non garantiscono un'adeguata duttilità nei confronti delle sollecitazioni sismiche, non essendo concepite in modo da scongiurare meccanismi fragili o globalmente instabili e da coinvolgere nella dissipazione di energia il maggior numero possibile di elementi strutturali.

Tipico esempio di strutture progettate per resistere principalmente ai carichi verticali sono le strutture prefabbricate di tipo industriale. Questi edifici, tipicamente realizzati in calcestruzzo armato, sono ampiamente utilizzati sul territorio italiano perché in grado di coprire grandi



superfici, garantire alti controlli sulla qualità dei materiali e degli elementi e ridurre i tempi e i costi di costruzione. Le strutture prefabbricate sono spesso utilizzate nel settore commerciale e industriale in quanto realizzate generalmente su un unico livello e caratterizzate da strutture semplici e regolari. Esse sono generalmente costituite da schemi strutturali semplici composti da pilastri incastrati alla base o connessi alla fondazione per mezzo di dispositivi di collegamento meccanici. Sui pilastri grava il peso del carroponete, specialmente negli edifici industriali, e quello delle travi prefabbricate che a loro volta sorreggono i tegoli di copertura. In passato, il collegamento tra le travi e i pilastri era generalmente realizzato a semplice attrito, raramente venivano utilizzati collegamenti meccanici finalizzati a impedire lo scorrimento della trave sul pilastro. Nella superficie di contatto tra trave e pilastro veniva spesso interposto un materassino in neoprene per la diffusione dei carichi verticali.

I recenti terremoti italiani, nello specifico il terremoto dell'Emilia del 2012, hanno evidenziato innumerevoli vulnerabilità degli edifici prefabbricati esistenti (Magliulo et al. 2014, Bournas et al. 2014, Belleri et al. 2015, Ercolino et al. 2016). I principali collassi sono stati causati da elevati spostamenti in sommità che hanno provocato la perdita dell'appoggio della trave e dei tegoli di copertura, non opportunamente vincolati perché non predisposti per resistere alle azioni sismiche orizzontali, e la rottura dei collegamenti dei pannelli prefabbricati perimetrali, con conseguente caduta e collasso delle forcelle in calcestruzzo armato presenti in sommità ai pilastri (Brunesi et al. 2015, Belleri et al. 2016, Belleri et al. 2017, Dal Lago et al. 2018, Iervolino et al. 2019, Ricci et al. 2019, Magliulo et al. 2019, Bracchi et al. 2019, Cantisani et al. 2019, Ragni et al. 2019).

Anche le strutture di edilizia residenziale in calcestruzzo armato, realizzate prima dell'entrata in vigore delle recenti normative sismiche e della nuova mappa di pericolosità sismica, sono spesso caratterizzate da significativi danneggiamenti a seguito di un evento sismico, tra cui quelli dovuti alla formazione delle cerniere plastiche negli elementi strutturali primari.

I principali danni provocati dai terremoti sulle strutture in calcestruzzo armato riguardano lo sviluppo di un piano debole, le inefficienti cerniere plastiche alla base dei pilastri, la fessurazione estesa alla base degli elementi strutturali, l'effetto di irrigidimento dovuto a pareti non strutturali, il comportamento debole degli architravi nelle strutture con pareti a taglio in calcestruzzo armato e le rotture in corrispondenza dei nodi trave-pilastro. La resistenza alle sollecitazioni sismiche negli edifici di civile abitazione è solitamente affidata a diverse tipologie di elementi, tra cui i telai antisismici, cioè travi e pilastri in calcestruzzo armato, o ai setti di controvento, cioè pareti caratterizzate da un rapporto tra dimensione

## INTRODUCTION

massima e minima in pianta superiore a quattro e che si estendono dalla base fino alla sommità dell'edificio (NTC 2008, 2018). In particolare, l'utilizzo dei setti si è dimostrato negli ultimi anni un mezzo valido per rispondere alle azioni orizzontali provocate dai terremoti, affidando ai pilastri principalmente il compito di resistere ai carichi verticali trasmessi dagli impalcati della struttura. La struttura così realizzata risulta più rigida rispetto a quella a telaio e, a fronte di un aumento delle sollecitazioni sismiche, consente di contenere i danni ai tamponamenti e alle pareti divisorie riducendo gli spostamenti di interpiano. Come conseguenza di eventi sismici di progetto, tali pareti, realizzate con armatura tradizionale, esibiscono però un danneggiamento molto esteso in corrispondenza della sezione di base, con deformazioni residue non trascurabili. Il sorgere di questi danni comporta la necessità di intervenire con operazioni di riparazione, non sempre eseguibili, e la sospensione temporanea delle attività dell'edificio con conseguenti perdite di tipo economico.

### *Introduzione sistemi resilienti e ricentranti / Introduction of resilient and recentering systems*

Negli ultimi anni la ricerca nell'ambito della progettazione sismica si è indirizzata verso lo sviluppo di soluzioni antisismiche che fossero allo stesso tempo resilienti e ricentranti, cioè in grado di tornare alla loro condizione indeformata iniziale a valle del terremoto eliminando il più possibile i tempi di inoperatività. La resilienza è espressa come la capacità di un materiale di resistere a forze dinamiche, ovvero ad urti, fino a rottura, assorbendo energia con deformazioni elastiche e plastiche. Dal punto di vista strutturale, la resilienza è la capacità di una struttura di tornare rapidamente operativa a seguito di un evento sismico. Molti degli attuali manuali di progettazione prendono poco in considerazione questo aspetto, motivo per il quale non deve sorprendere che a seguito di un evento sismico anche di media intensità che colpisca un centro abitato si possano verificare numerosi danni diretti e indiretti. Infatti, le principali perdite economiche sono rappresentate da quelle indirette che sono costituite principalmente dai tempi di inattività degli edifici danneggiati, cioè dall'impossibilità delle persone di rientrare all'interno delle proprie case o all'interno del proprio ambiente di lavoro. Esse sono quindi perdite difficilmente quantificabili; si tratta in questo caso di perdite di cultura, senso di comunità e qualità della vita che impattano in modo significativo sulla comunità per anni, non solo nei primi giorni successivi alla scossa sismica, e sono difficilmente quantificabili da un punto di vista puramente economico. Per ridurre i danni degli edifici a seguito del terremoto e aumentarne la resilienza sono stati sviluppati degli appositi metodi di progettazione di tipo resiliente (alcuni di questi sono trattati

all'interno del manuale REDI del 2013) che si occupano di progettare, programmare e valutare appositi approcci per raggiungere i più alti valori di prestazione e sicurezza sia durante l'evento sismico sia nelle fasi immediatamente successive. Tra gli obiettivi di questo programma è stata fissata una nuova soglia di collasso degli edifici di nuova costruzione a fronte di un evento sismico di tipo raro, inferiore al 10% (NEHRP, 2009). Invece, a fronte di un evento sismico di progetto, cioè con intensità circa pari a  $2/3$  del valore massimo registrato durante l'evento di tipo raro, l'edificio dovrà essere in grado di permettere alle persone al suo interno di abbandonare la struttura in totale sicurezza, prevedendo la possibilità di rientrare all'interno dell'edificio solo a seguito di un'apposita valutazione rilasciata da un tecnico qualificato.

La progettazione di tipo resiliente si basa sull'intreccio di diversi aspetti, tra cui: la resilienza strutturale (cioè minimizzare il danno previsto dall'edificio sia dal punto di vista strutturale sia da quello architettonico), organizzazione resiliente (effettuare una pianificazione del tempo di inoperatività dell'edificio, prevedendo eventuali interruzioni d'uso), resilienza ambientale (riducendo il rischio di danneggiamento dell'edificio provocato da fattori esterni e prevedendo eventuali zone con accesso limitato) e valutazione delle perdite (valutare perdite dirette e indirette, cioè quantificare, dal punto di vista economico, il periodo di interruzione della struttura e prevedere efficaci misure di progetto e pianificazione in accordo ai principi di resilienza). In funzione dei parametri introdotti all'interno della progettazione è possibile definire un opportuno livello di resilienza dell'edificio. Per esempio, nell'ipotesi di voler raggiungere un alto livello di resilienza per un edificio ospedaliero, i codici di progetto che regolano l'attività di progettazione in California prevedono che all'interno dell'ospedale siano posizionati appositi contenitori di acqua potabile in grado di coprire i fabbisogni dell'intera struttura per lo svolgimento di operazioni urgenti per almeno 72 ore in caso di danneggiamento del sistema idrico di approvvigionamento a seguito di un terremoto. È infatti fondamentale redigere un adeguato piano di intervento post terremoto in modo da poter intervenire con tempestività e valutare lo stato di danneggiamento della struttura. Sotto questo punto di vista, a San Francisco, è previsto l'intervento di un tecnico qualificato in meno di 24 ore dalla fine dell'evento sismico al fine di valutare lo stato di danneggiamento dell'edificio e certificarne l'eventuale post-operatività. Per quanto riguarda le disposizioni strutturali, tra le molteplici indicazioni presenti all'interno del documento REDI, possiamo elencare: il raggiungimento di un drift residuo non superiore allo 0.5% in corrispondenza di ogni piano durante un evento sismico di progetto; la progettazione delle strutture strategiche in modo che esse rimangano elastiche a seguito del sisma; l'inserimento di pareti, telai e

## INTRODUCTION

controventi in modo simmetrico e regolare (e in modo continuo lungo lo sviluppo in altezza dell'edificio); la progettazione degli elementi non strutturali in modo che essi rimangano elastici.

Una delle possibili soluzioni per incrementare la resilienza delle strutture vede la progettazione e l'inserimento di sistemi con tecnologia rocking. Nello specifico, nell'ultimo ventennio, l'attenzione di molti ricercatori si è spostata verso la ricerca di nuove tipologie di pareti strutturali, definite pareti rocking, che non sviluppano deformazioni diffuse alla base, quindi la creazione di una cerniera plastica in questa zona, ma che garantiscono il ricentraggio e l'operatività post-sisma. Esse sono costituite da pannelli prefabbricati sovrapposti e collegati con armatura post-tesa non aderente lungo lo sviluppo in altezza dell'elemento (Priestley, 1991; Kurama et al., 1999). Su tali sistemi sono stati condotti numerosi lavori analitici e numerici al fine di coglierne, nel miglior modo possibile, il comportamento ricentrante in ambito sismico (Kurama et al., 1998, 1999, Kurama, 2000; Perez et al., 2003; Holden et al., 2003; Kurama, 2005; Restrepo et al., 2007; Marriot et al., 2008; Pennucci et al., 2009; Schoettler et al., 2009; Toranzo et al., 2009; Belleri et al., 2013, 2014; Buddika et al., 2016; Qureshi et al., 2016; Twigden et al., 2019). Nello specifico, in Marriot et al. (2008) e Wada et al. (2009), è stato studiato un sistema a pareti rocking prefabbricate dotate di cavi post-tesi non aderenti e dispositivi dissipativi esterni per il retrofit sismico di un edificio esistente (definito sistema ibrido).

Il presente lavoro si occupa pertanto dello studio di sistemi rocking, dalla loro progettazione con metodo agli spostamenti alla modellazione a elementi finiti, proponendo sia diverse alternative di modellazione degli stessi, nello specifico a fibre, a molla rotazionale alla base e a molle traslazionali nell'interfaccia parete-fondazione, sia delle procedure semplificate per la scelta dei cavi post-tesi e dei dissipatori (siano essi isteretici o di tipo viscoso) da inserire all'interno al fine di ottenere la capacità deformativa e la dissipazione energetica richiesta.

## *Organizzazione del lavoro / Organization of the work*

Lo studio dei sistemi rocking, dalla progettazione alla modellazione, rappresenta il tema principale di questa ricerca. Nello specifico, il lavoro è strutturato nel seguente modo.

### *Primo capitolo / First chapter*

Nel primo capitolo sono descritti i sistemi rocking e ibridi, quest'ultimi ottenuti a valle dell'inserimento di appositi dispositivi dissipativi in aggiunta ai cavi post-tesi non aderenti. È quindi descritto, a seguito di un'approfondita analisi di letteratura, lo stato dell'arte di tali sistemi per quanto riguarda sia i criteri di progettazione sia quelli di modellazione, partendo quindi dalle prime considerazioni condotte nel 1963 da Housner sull'analisi della rotazione di una parete rigida fino alle ultime tecniche di analisi a elementi finiti sviluppate ai giorni nostri. All'interno del sotto-capitolo legato ai criteri di progettazione, è richiamato anche il metodo di progettazione sismica Displacement Based Design, sviluppato nella seconda metà degli anni Novanta, ed è confrontato con il metodo classico basato sulle forze, tutt'oggi utilizzato durante la progettazione.

Obiettivo di questo primo capitolo è quello di fornire un inquadramento dei sistemi rocking e descriverne lo stato dell'arte sia in ottica di progettazione sia di modellazione, essendo questi i due principali temi su cui è stato svolto il lavoro di tesi.

### *Secondo capitolo / Secondo chapter*

Nel secondo capitolo è trattato il tema della modellazione dei sistemi rocking. Nello specifico, è studiata la modellazione di pareti ricentranti in calcestruzzo armato, prendendo come caso studio il programma di ricerca DSDM condotto nel 2008 presso il Network for Earthquake Engineering Simulation dell'Università della California, a San Diego. Sono sviluppate modellazioni sia sulla singola parete sia sull'intera struttura, considerando in questo secondo caso anche le interazioni tra parete e diaframma ai vari piani, isteresi alla base delle colonne e modi di vibrare superiori. Le modellazioni sono state condotte con i software a elementi finiti MidasGen, Abaqus e OpenSEES. Per quest'ultimo caso sono state condotte tre tipologie differenti di modellazione: a fibre, a molle traslazioni alla base agenti in sola compressione e a molla rotazionale alla base con legame non lineare.

Sono presenti sia analisi di sensibilità al fine di valutare l'impatto di ciascun parametro sulla modellazione sia analisi di ottimizzazione sui parametri principali (definiti sulla base della precedente analisi); quest'ultime analisi permettono di verificare la robustezza dei modelli. I

## INTRODUCTION

risultati analitici ottenuti sono confrontati con quanto ottenuto sperimentalmente nel caso di sistema rocking e di sistema ibrido, cioè con l'aggiunta di dispositivi isteretici all'interfaccia parete-fondazione. Sono inoltre confrontati i risultati ottenuti con le differenti modellazioni e i differenti programmi di calcolo. Infine, è proposto un confronto tra quanto emerso dall'ottimizzazione numerica e quanto ottenuto con tuning manuale.

Questo capitolo ha permesso di definire dei modelli sia semplificati sia completi, di tipo robusto, per la modellazione dei sistemi rocking, in grado di predire con buona precisione i risultati sperimentali in termini di spostamenti e accelerazioni. I modelli semplificati permettono di ottenere degli ottimi risultati a livello di rotazione massima alla base della parete e di accelerazione orizzontale alla base e in sommità. Il passaggio ai modelli completi, seppur più oneroso dal punto di vista modellistico e computazionale, permette invece di ottenere degli importanti risultati in termini di accelerazioni e deformazioni associate ai diaframmi. Sono infine definiti dei valori ottimali per ciascun parametro utilizzato nella modellazione.

### Terzo capitolo / Third chapter

Nel terzo capitolo è trattata la modellazione di pilastri rocking a sezione circolare. Sono state considerate delle colonne con tecnologia ricentrante prendendo come caso studio il test condotto nel 2017 presso il laboratorio dell'Università della California, a Berkeley, su due colonne di tipo rocking utilizzate come pile da ponte e realizzate in scala 1:3. I risultati del test sono stati utilizzati in occasione del PEER Blind Prediction Contest del 2017; a febbraio 2018 sono stati resi noti i risultati sperimentali.

Le pile da ponte sono sottoposte a nove input sismici di intensità differente. La modellazione è inizialmente condotta in ambiente MidasGen e, successivamente, riprodotta anche con il software OpenSEES. È stata essenzialmente effettuata una modellazione a fibre sia delle interfacce rocking, posizionate alla base e in sommità, sia degli elementi dissipativi presenti (barre in acciaio non aderenti collocate nelle interfacce rocking). Sono stati sviluppati sia modelli completi sia modelli semplificati. Sono state effettuate delle analisi parametriche al fine di verificare l'influenza di ciascun parametro sui principali risultati dell'analisi. Lo studio parametrico fornisce dei range entro cui i parametri devono essere contenuti al fine di ottenere la capacità deformativa o le prestazioni richieste durante il dimensionamento. I risultati delle modellazioni sono stati confrontati con quanto ottenuto sperimentalmente.

#### Quarto capitolo / Fourth chapter

Nel quarto capitolo è trattato il tema della progettazione dei sistemi rocking, in particolare dei setti, attraverso l'estensione dell'approccio parametrico per l'inserimento di cavi post-tesi e barre in acciaio non aderenti all'interfaccia parete-fondazione all'interno di pareti in calcestruzzo armato partendo dagli studi condotti da Mpampatsikos (2009). È presente una validazione del metodo. Le operazioni di modellazione e verifica sono eseguite con l'utilizzo degli elementi finiti. I risultati analitici così ottenuti sono stati confrontati con quanto previsto in fase progettuale, per esempio in termini di drift massimo raggiunto in sommità alla parete a fronte di analisi dinamiche non lineari.

Questo studio permette sia di definire dei range per ciascun parametro utilizzato nella progettazione dei sistemi rocking, dalla larghezza della parete al coefficiente di ricentraggio passando per l'asse neutro della stessa, sia di validare una procedura parametrica semplificata, quindi più facilmente utilizzabile in ambito progettuale, in grado di definire le quantità richieste di dissipatori e cavi post-tesi e la loro posizione all'interno della parete al fine di ottenere la capacità deformativa e dissipativa richiesta.

#### Quinto capitolo / Fifth chapter

Il quinto capitolo, sempre improntato sul tema della progettazione, è focalizzato allo sviluppo di un approccio semplificato, partendo dal metodo DBD per l'inserimento di dispositivi dissipativi viscosi, di tipo lineare e non lineare, all'interno di pareti rocking esistenti. Partendo quindi da una parete rocking con dispositivi isteretici, è possibile scegliere quanta energia far dissipare a tali dispositivi e quanta, invece, a dispositivi viscosi collocati in alternativa. Questo metodo è molto efficace nel caso di ripristino di pareti rocking danneggiate a seguito di sisma, perché consente di ripristinare il comportamento ricentrante e dissipativo della parete, senza effettuare operazioni invasive sulla stessa, ma semplicemente agendo dall'esterno. La procedura sviluppata è stata successivamente validata attraverso lo sviluppo di un caso studio che è stato modellato e verificato con analisi non lineari a elementi finiti con il software MidasGen. Sono stati inizialmente considerati sia il caso di forzante armonica sia quello con input sismico, nello specifico un accelerogramma spettro-compatibile a stato limite di salvaguardia della vita. È stato quindi effettuato un confronto della parete rocking con dispositivi isteretici o viscosi. È stato successivamente considerato un secondo caso studio ed è stata simulata la sostituzione sia totale sia parziale dei dispositivi isteretici con dissipatori viscosi lineari collocati a ciascun estremità della parete.

## INTRODUCTION

Questo studio ha permesso di definire una procedura semplificata per l'inserimento di dispositivi di tipo viscoso all'interno di pareti rocking esistenti la cui dissipazione era totalmente affidata ai soli dispositivi isteretici. Questo intervento permette sia facili manutenzioni e riparazioni degli elementi qualora fossero danneggiati a seguito di un evento sismico sia la trasformazione di tradizionali setti in calcestruzzo armato in vere e proprie pareti con tecnologia rocking.

### Sesto capitolo / Sixth chapter

Nel sesto e ultimo capitolo è studiata la possibilità di concentrare la tecnologia rocking a determinati livelli dell'edificio. È valutato l'inserimento di pareti con tecnologia rocking in due edifici, rispettivamente di quattro e otto piani fuori terra, realizzati in calcestruzzo armato e costituiti da una struttura a telaio finalizzata a sopportare i carichi verticali. Il dimensionamento delle pareti rocking, limitate al solo piano terra o ai primi piani dell'edificio, è stato effettuato con approccio agli spostamenti, cioè displacement based design, in funzione del drift di interpiano imposto. Infine, è effettuata una validazione a elementi finiti attraverso l'utilizzo di un set di accelerogrammi spettro-compatibili al fine di verificare il valore di drift ipotizzato durante la procedura di progettazione.

Infine, prendendo a riferimento una struttura multipiano di tipo prefabbricato, è stato effettuato un ulteriore confronto in termini di sollecitazioni alla base e spostamenti di interpiano tra la parete con tecnologia rocking localizzata in corrispondenza di determinati livelli e quella rocking tradizionale, cioè lungo tutta l'estensione della struttura.



## *Referenze / References*

- M.J.N., Priestley, Overview of PRESSS research program. *PCI Journal* 36(4):50-57, 1991. Doi: 10.15554/pcij.07011991.50.57.
- G. Magliulo, M. Ercolino, C. Petrone, O. Coppola, G. Manfredi, The Emilia earthquake: seismic performance of precast reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra*, 30(2):891–912, 2014. Doi: 10.1193/091012EQS285M.
- D.A. Bournas, P. Negro, F.F. Taucer, Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in North-ern Italy and recommendations for their strengthening. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5):2383–2404, 2014. Doi: 10.1007/s10518-013-9466-z.
- A. Belleri, M. Torquati, P. Riva, R. Nascimbene, Vulnerability assessment and retrofit solutions of precast industrial structures. *Earthquakes and Structures*, 8(3):801–820, 2015. Doi: 10.12989/eas.2015.8.3.801.
- M. Ercolino, G. Magliulo, G. Manfredi, Failure of a precast RC building due to Emilia-Romagna earthquakes. *Engineering Structures*, 118:262-273, 2016. Doi: 10.1016/j.engstruct.2016.03.054.
- E. Brunesi, R. Nascimbene, D. Bolognini, D. Bellotti, Experimental investigation of the cyclic response of rein-forced precast concrete framed structures. *PCI Journal* 60(2):57-79, 2015. Doi: 10.15554/pcij.03012015.57.79.
- A. Belleri, M. Torquati, A. Marini, P. Riva, Horizontal cladding panels: in-plane seismic performance in precast concrete buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14:1103-1129, 2016. Doi: 10.1007/s10518-015-9861-8.
- A. Belleri, A. Marini, P. Riva, R. Nascimbene, Dissipating and recentering devices for portal-frame precast structures. *Engineering Structures*, 150:736-745, 2017. Doi: 10.1016/j.engstruct.2017.07.072.
- B. Dal Lago, P. Negro, A. Dal Lago, Seismic design and performance of dry-assembled precast structures with adaptable joints. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 106:182-195, 2018. Doi: 10.1016/j.soildyn.2017.12.016.
- I. Iervolino, A. Spillatura, P. Bazzurro, RINTC-e project: Towards the assessment of the seismic risk of existing buildings in Italy, RINTC-e: Towards seismic risk assessment of existing residential reinforced concrete buildings in Italy. 7<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2019. Doi: 10.7712/120119.7288.20038.
- P. Ricci, V. Manfredi, F. Noto, M. Terrenzi, M.T. De Risi, M. Di Domenico, G. Camata, P. Franchin, A. Masi, F. Mollaioli, E. Spacone, G.M. Verderame, RINTC-e: Towards seismic risk assessment of existing residential reinforced concrete buildings in Italy. 7<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2019.
- G. Magliulo, D. Bellotti, C. Di Salvatore, F. Cavalieri, RINTC-e project: Towards the seismic risk of low and pre-code single-story r/c precast buildings in Italy. 7<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2019.

## INTRODUCTION

S. Bracchi, S. Cattari, S. Degli Abbatì, S. Lagomarsino, G. Magenes, M. Mandirola, S. Marino, A. Penna, M. Rota, RINTC-e project: Towards the seismic risk of retro-fitted existing Italian URM buildings. 7<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2019.

G. Cantisani, G. Della Corte, RINTC-e: Seismic risk of pre-code single-story non-residential steel buildings in Italy. 7<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2019. Doi: 10.7712/120119.7323.19971.

L. Ragni, D. Cardone, N. Conte, A. Dall'Asta, A. Di Cesare, A. Flora, N. Lamarucciola, F. Micozzi, F. Ponzio, RINTC-e project: the seismic risk of existing Italian RC buildings retrofitted with seismic isolation. 7<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2019. Doi: 10.7712/120119.7156.19921.

D.M. 14/01/2008, Norme Tecniche per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29, 2008.

Circolare n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 47, 2009.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta ufficiale della Repubblica Italiana, Decreto del 17 gennaio, 2018.

K.T. Farrow, Y.C. Kurama, Capacity-demand index relationships for performance-based seismic design, Journal of Earthquake Engineering, 2001.

Y.C. Kurama, Seismic design of partially post-tensioned precast concrete walls. PCI Journal, 50(4):100-125, 2005. Doi: 10.15554/pcij.07012005.100.125.

REDi™ Rating System, Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings, 2013.

NEHRP, NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-750 Report. Federal Emergency Management Agency, 2009.

Y.C. Kurama, S. Pessiki, R. Sause, L.-W. Lu, Seismic behavior and design of unbonded posttensioned precast concrete walls. PCI Journal, 44(3):72–89, 1999. Doi: 10.15554/pcij.05011999.72.89.

Y.C. Kurama, R. Sause, S. Pessiki, L.-W. Lu, Lateral load behavior and seismic design of unbonded posttensioned precast concrete walls. ACI Struct. J., 96(4):622–632, 1999. Doi: 10.14359/700.

Y. Kurama, R. Sause, S. Pessiki, L.-W. Lu, M. El-Sheikh, Seismic design and response of unbonded post-tensioned precast concrete walls. PRESSS Rep. No. 98/03 LU Rep. No. EQ-97-01, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa, 1998.

Y.C. Kurama, Seismic design of unbonded post-tensioned precast walls with supplemental viscous damping. ACI Structural Journal, 97(4):648-658, 2000.

F.J. Pérez, S. Pessiki, R. Sause, L.W. Lu, Lateral load tests of unbonded post-tensioned precast concrete walls. Special publication of large-scale structural testing, SP211-8,

- American Concrete Institute, Detroit, 161-182, 2003. Doi: 10.1016/B978-008044100-9/50055-3.
- T. Holden, J.I. Restrepo, J.B. Mander, Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls. *J Struct Eng* 129(3):286-296, 2003. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:3(286).
- J.I. Restrepo, A. Rahman, Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators. *J Struct Eng* 133(11):1560-1570, 2007. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560).
- D. Marriott, S. Pampanin, D. Bull, A. Palermo, Dynamic testing of precast, post-tensioned rocking wall systems with alternative dissipating solutions. *Bull N Z Soc Earthq Eng* 41(2):90-103, 2008. Doi: 10.5459/bnzsee.41.2.90-103.
- D. Pennucci, G.M. Calvi, T. Sullivan, Displacement based design of precast walls with additional dampers, *Journal of Earthquake Engineering*, 13(S1):40-65, 2009. Doi: 10.1080/13632460902813265.
- M.J. Schoettler, A. Belleri, D. Zhang, J.I. Restrepo, R.B. Fleischman, Preliminary results of the shake-table testing for the development of a diaphragm seismic design methodology, *PCI Journal* 54(1):100-24, 2009. Doi: 10.15554/pcij.01012009.100.124.
- L.A. Toranzo, J.I. Restrepo, J.B. Mander, A.J. Carr, Shake-table testes of confined-masonry rocking walls with supplementary hysteretic damping, *Journal of Earthquake Engineering*, 2009. Doi: 10.1080/13632460802715040.
- A. Belleri, M. Torquati, P. Riva, Finite element modeling of "rocking walls", 4<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering, 2013. Doi: 10.7712/120113.4706.C1213.
- A. Belleri, M.J. Schoettler, J.I. Restrepo, R.B. Fleishman, Dynamic behavior of rocking and hybrid cantilever walls in precast concrete building. *ACI Struct J* 111(3):661-672, 2014. Doi: 10.14359/51686778.
- H.A.D.S. Buddika, A.C. Wijeyewickrema, Seismic performance evaluation of pots-tensioned hybrid precast wall-frame buildings and comparison with shear wall-frame buildings, *Journal of Structural Engineering*, 142(6):04016021, 2016. Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001466.
- I.M Qureshi, P. Warnitchai, Computer modeling of dynamic behavior of rocking wall structures including the impact-related effect, *Advances in Structural Engineering*, 19(8):1245-1261, 2016. Doi: 10.1177/1369433216642057.
- K.M. Twigden, R.S. Henry, Shake table testing of unbonded post-tensioned concrete walls with and without additional energy dissipation. *Soil Dyn Earthq Eng*, 2019. Doi: 10.1016/j.soildyn.2018.05.007.
- A. Wada, Z. Qu, H. Ito, S. Motoyui, H. Sakata, K. Kasai, Seismic Retrofit using Rocking Walls and Steel Dampers, ATC and SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, San Francisco (CA), 2009. Doi: 10.1061/41084(364)92.



## 1. SISTEMI CON TECNOLOGIA ROCKING / ROCKING SYSTEMS

### *Analisi di letteratura / Literate review*

Per ridurre la vulnerabilità sismica delle costruzioni e aumentarne la resilienza è possibile utilizzare diverse tecniche di intervento sia dal punto di vista applicativo sia da quello concettuale. Un metodo per ottenere edifici resilienti in territori caratterizzati da differenti livelli di sismicità, in alternativa all'utilizzo delle tradizionali pareti sismiche in calcestruzzo armato, vede l'utilizzo di sistemi ricentranti ottenuti con l'inserimento di cavi post-tesi non aderenti all'interno di elementi strutturali, tipicamente setti e/o colonne, di tipo prefabbricato o gettato in opera (Priestley, 1991; Kurama et al., 1999; Kurama, 2000, 2005). Tali sistemi sono noti con il termine "rocking systems" e sono spesso affiancati a dispositivi isteretici e/o viscosi per aumentare la dissipazione energetica.

I primi studi sui sistemi rocking sono stati condotti da Housner nel 1963. Egli fu il primo che si occupò di studiare il comportamento dinamico di un blocco rigido. Dopo di lui Meek (1975) e Aslam et al. (1980) presero in considerazione il fatto che, introducendo dei cavi post-tesi all'interno del blocco, fosse possibile migliorare il comportamento a flessione grazie alla presenza di una forza assiale. Successivamente, grazie al progetto di ricerca PRESSSS nato dalla collaborazione tra Stati Uniti e Giappone e focalizzato nella progettazione sismica e nello studio delle prestazioni di sistemi strutturali prefabbricati realizzati in calcestruzzo armato (Priestley, 1996; Priestley et al., 2007,1999), cioè 'PREcast Seismic Structural Systems', sono stati condotti numerosi studi e prove sperimentali sulle pareti rocking in calcestruzzo armato abbinato a barre in acciaio non aderente posizionate all'interfaccia

## 1. ROCKING SYSTEMS

parete-fondazione o a dispositivi dissipativi esterni. Il risultato è una risposta isteretica caratterizzata da un comportamento a bandiera in cui lo snervamento dei dispositivi dissipativi fornisce la quantità di energia dissipativa richiesta.

Successivamente Kurama et al. (1998) descrissero il comportamento delle pareti in calcestruzzo armato post-compresso e introdussero una possibile metodologia di progetto in zona sismica. Mander e Cheng (1997) integrarono gli aspetti sopra citati all'interno del Damage Avoidance Design (DAD), cioè progettazione strutturale in assenza di danno secondo la quale, per esempio, l'armatura longitudinale deve essere interrotta all'interfaccia parete-fondazione, dal quale emerge anche la scarsa dissipazione di energia di questi sistemi. Successivamente venne mostrato, anche sperimentalmente, che l'inserimento di dispositivi atti alla dissipazione di energia fosse in grado di incrementare le prestazioni dinamiche di questo tipo di sistemi (Ajrab et al., 2004).

Volendo ora entrare nel dettaglio dei sistemi ricentranti, il termine 'rocking' indica un'oscillazione alternata, o una rotazione rigida, che si sviluppa in corrispondenza degli spigoli di base di un corpo rigido appoggiato su di una superficie piana dovuta a una o più forze orizzontali o allo spostamento della superficie d'appoggio, come avviene nel caso del sisma (Priestley et al., 1993; Stone et al., 1995). Il principale vantaggio di questa tipologia strutturale è rappresentato dal basso livello di danno e dall'elevata operatività post-sisma. Essenzialmente le pareti o i telai con comportamento rocking, presenti in varie tipologie di materiale tra cui calcestruzzo armato, acciaio e legno, consistono in uno o più sistemi sismo resistenti liberi di ruotare alla base, e in corrispondenza delle travi per i sistemi a telaio, e lateralmente connessi alla struttura. Lo scopo principale è di mitigare il danno strutturale provocato dall'evento sismico costringendo la struttura a oscillare principalmente secondo il primo modo di vibrare (Seymour et al., 2011).

Le principali caratteristiche dei sistemi con tecnologia rocking possono essere riassunte nella capacità ricentrante a seguito di un evento sismico, fornita dal peso proprio della struttura e dai cavi post-tesi non aderenti che collegano la sommità dei setti o dei pilastri con la fondazione, e il basso livello di danno, se confrontato alle normali pareti a taglio o ai telai in calcestruzzo armato. Quest'ultima condizione è garantita dall'assenza di barre di rinforzo longitudinale tra la base del setto (o del pilastro) e la fondazione che evita la nascita di tensioni nel calcestruzzo. I cavi post-tesi non aderenti possono essere collocati al centro della sezione o alle estremità. Nei setti con cavi post-tesi non aderenti, la nascita di meccanismi efficaci a taglio è più complicata rispetto a un setto ordinario. Per evitare questo

problema è possibile inserire dei tubolari a sezione circolare tra la fondazione e la base del setto (Fattori, 2006) necessari all'inserimento dei cavi stessi.

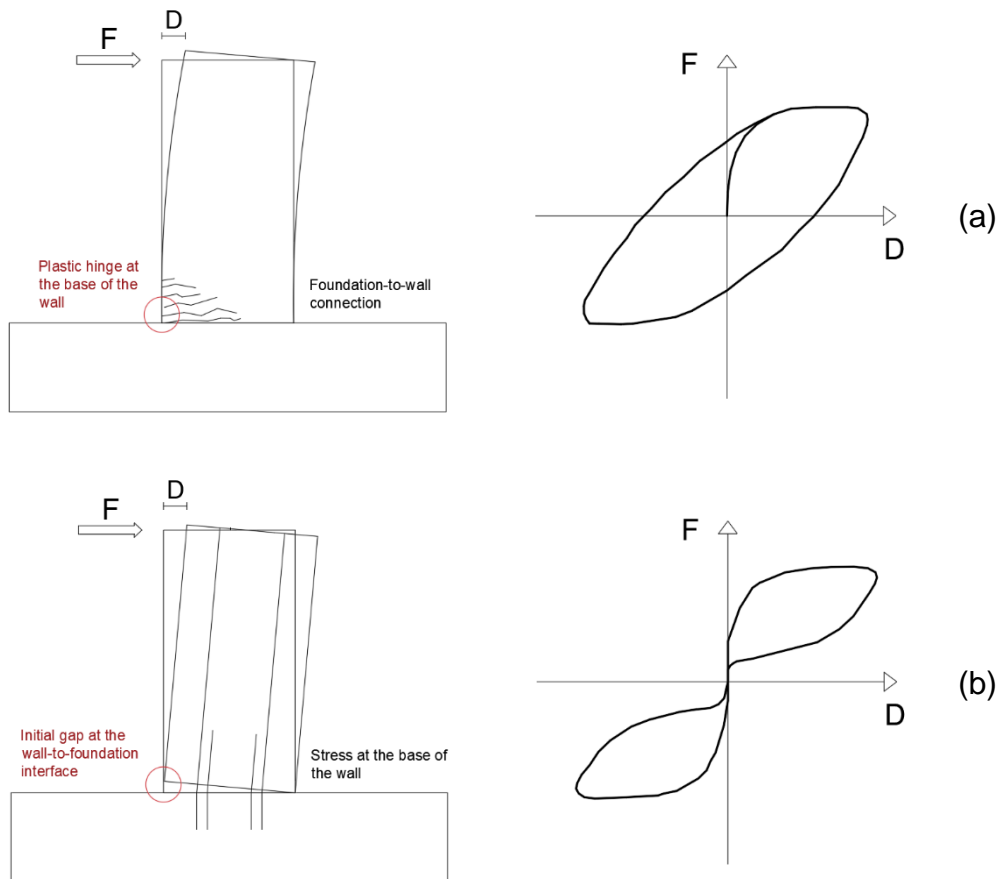


Figura 1. Confronto tra parete tradizionale gettata in opera e incastrata alla base (a) e parete con tecnologia rocking (b). / Comparison between traditional reinforced concrete wall (a) and rocking wall (b).

In questi sistemi la domanda di spostamento orizzontale è garantita dallo sviluppo di un'apertura all'interfaccia setto-fondazione che impedisce la nascita di tensioni nel calcestruzzo, a differenza della fessurazione estesa che si genera nelle zone critiche dei sistemi tradizionali in cui si ha lo sviluppo di una cerniera plastica alla base degli elementi sismo-resistenti (e alle estremità delle travi per i sistemi a telaio) (Belleri et al., 2013). Nei sistemi tradizionali la presenza di fessurazione estesa nelle zone critiche può inoltre causare la temporanea inagibilità della struttura, quindi la nascita di perdite indirette considerevoli. Lungo l'altezza delle pareti di tipo rocking si può originare della lieve fessurazione diffusa la cui apertura è però facilmente controllabile calibrando il tasso di lavoro dei cavi post-tesi non aderenti e inserendo, all'occorrenza, del calcestruzzo di tipo fibro-rinforzato. Confrontando tra loro pareti rocking e setti tradizionali, è possibile constatare una maggiore dissipazione energetica e una minore deformazione nel caso tradizionale, a fronte però di notevoli danni nella zona interessata dalla formazione della cerniera plastica (Holden et al.,

## 1. ROCKING SYSTEMS

2003). Le pareti rocking sono invece caratterizzate da oscillazioni maggiori durante lo stesso evento sismico, ma danni inferiori e più facilmente riparabili.

Al fine di limitare il danneggiamento subito alle due estremità della parete rocking e assicurare un'adeguata duttilità è auspicabile confinare il calcestruzzo, ad esempio, tramite l'inserimento di un'armatura a spirale di confinamento (Kurama et al., 1999). In alternativa, è possibile inserire alle due estremità della parete delle lastre in acciaio per aumentare il confinamento del calcestruzzo (Holden et al., 2003). Questo permette all'elemento rocking di ruotare liberamente senza incorrere in rotture a fatica dell'armatura in acciaio e danneggiamento del calcestruzzo, fino a uno spostamento laterale del 2.5% (Holden et al., 2003). Inoltre, i dettagli specifici all'estremità della parete assicurano un comportamento bilineare ricentrante senza danno a seguito dell'azione sismica.

La capacità flessionale delle pareti con tecnologia rocking deve essere stabilita prestando particolare attenzione allo snervamento dei cavi post-tesi piuttosto che alla crisi del calcestruzzo alla base (Perez et al., 2007). È necessario che i tiranti in acciaio non aderenti siano opportunamente calibrati per permettere alla struttura di restare in campo elastico e tornare alla posizione iniziale indeformata a seguito dell'evento sismico. Un insufficiente livello di post-tensione accresce la probabilità di far lavorare i tiranti in campo plastico, con conseguente snervamento e allungamento degli stessi, impedendo così il richiamo alla configurazione iniziale.

Il comportamento isteretico dei sistemi rocking può essere suddiviso in cinque stati limite: decompressione alla base della parete (da cui si origina il sollevamento e la successiva rotazione della stessa), raggiungimento del limite elastico della parete, espulsione del calcestruzzo alla base (perdita del copriferro nelle zone di estremità attorno a cui la parete esercita la rotazione), snervamento dei cavi postesi e, infine, collasso del calcestruzzo confinato alla base. Il primo stadio, cioè la decompressione della parete, si verifica quando, in corrispondenza di una delle estremità alla base della parete, la differenza tra la forza di precompressione dovuta al pretensionamento dei cavi e alla forza di gravità e la forza di trazione associata al momento ribaltante dovuto ai carichi laterali esterni, quali il sisma, tende a zero. La decompressione è accompagnata dalla nascita di una rotazione alla base in corrispondenza dell'interfaccia parete-fondazione. La risposta laterale della parete rimane in campo elastico negli istanti immediatamente successivi alla decompressione; tuttavia, si osserva una sostanziale riduzione della rigidità laterale dovuta alla progressiva apertura alla base. Il collasso della parete si verifica al raggiungimento del valore limite a compressione del calcestruzzo alla base (Mander et al., 1988), con conseguenti perdite di



resistenza per i carichi gravitazionali e laterali. La non aderenza dei cavi post-tesi garantisce l'azzeramento degli spostamenti residui al termine dell'evento sismico (Priestley e Tao 1993).

I sistemi rocking consentono inoltre di incassare grandi spostamenti e il ricentraggio al termine del terremoto ha il grande vantaggio di mantenere l'edificio subito operativo dal punto di vista strutturale a seguito dell'evento sismico. Un esempio applicativo è rappresentato dal ponte ferroviario del South Rangitikei in Nuova Zelanda (Cormack, 1998; Ma et al., 2008). Gli spostamenti in sommità possono essere ridotti controllando i parametri suggeriti da Kurama (1999), nello specifico la posizione, l'estensione, l'area e la tensione iniziale dei cavi post-tesi, la resistenza del calcestruzzo non confinato, la percentuale di confinamento alle estremità dei setti, la larghezza della parete e il valore di azione assiale dovuto ai carichi gravitazionali.

Il principale difetto, o meglio limitazione, dei sistemi rocking è rappresentato dal comportamento isteretico caratterizzato da un andamento elastico bilineare, cioè caratterizzato da una limitata capacità di dissipare energia da parte della struttura sottoposta a eventi sismici (smorzamenti dell'ordine dell'1-2%) (Holden et al., 2003). Per questo motivo tali elementi vengono accoppiati a sistemi supplementari di dissipazione di energia (Marriott et al., 2008), tra i quali barre in acciaio non aderente (Stone et al., 1995), dispositivi isteretici (Ajrab et al., 2004; Li et al., 2008), dispositivi fluido-viscosi lineari e non lineari (Rodgers et al., 2008, 2010) e dispositivi ad attrito (Koshikawa, 2017; Song et al., 2014, 2015). Essi vengono così definiti sistemi ibridi (o 'Hybrid System') e sono caratterizzati da una curva isteretica definita 'Flag-shaped', cioè a bandiera (Figura 2). Sono stati condotti numerosi studi e prove sperimentali su questa tipologia di sistemi all'interno del progetto PRESSS, 'PREcast Seismic Structural Systems' (Priestley, 1996; Priestley et al., 2007,1999), in cui pareti in calcestruzzo armato sono state abbinate a barre in acciaio non aderente posizionate all'interfaccia parete-fondazione o a dispositivi dissipativi esterni. Il risultato è una risposta isteretica caratterizzata da un comportamento a bandiera in cui lo snervamento delle barre longitudinali in acciaio a trazione e/o a compressione (cioè i dispositivi dissipativi alla base) fornisce la quantità di energia dissipativa richiesta, rappresentata da un rapporto di smorzamento viscoso equivalente superiore al 28%, in accordo a Holden et al. (2003). Questo consente di controllare e limitare le forze interne e le deformazioni allo stato limite ultimo. Tuttavia, il programma di ricerca ha sottolineato anche la possibile presenza di problematiche legate alla rottura dei dispositivi dissipativi interni. Queste possono essere

## 1. ROCKING SYSTEMS

risolte, come già accennato precedentemente, con il posizionamento esterno dei dispositivi (Rodgers et al., 2007,2008; Marriott et al., 2008,2011; Golzar et al., 2017,2018).

Inoltre, sono stati condotti numerosi studi sulle pareti ibride al fine di ottimizzare l'utilizzo della prefabbricazione. Tra questi possiamo citare lo studio condotto da Holden et al. (2003), in cui le pareti testate sono state abbinata a dissipatori metallici non aderenti posizionati all'interfaccia parete-fondazione, a cavi post-tesi in fibra di carbonio e a fibre di acciaio all'interno della matrice cementizia (calcestruzzo fibro-rinforzato). I cavi post-tesi in fibra di carbonio hanno il vantaggio di godere, rispetto a quelli realizzati in acciaio tradizionale, di un comportamento elastico fino a rottura in quanto non sono caratterizzati da un 'plateau' di snervamento, non hanno problemi di corrosione (caratteristica ancor più importante per strutture marine) e permettono di ridurre la dipendenza dal tempo del carico di pretensione a causa di possibili scorrimenti o restringimenti della sezione (Holden et al., 2003). Data la natura fragile dei cavi in fibra di carbonio, vengono generalmente inseriti degli elementi in gomma all'interno dei profili tubolari contenenti i cavi post-tesi in corrispondenza dell'interfaccia parete-fondazione per consentirne una rotazione regolare.

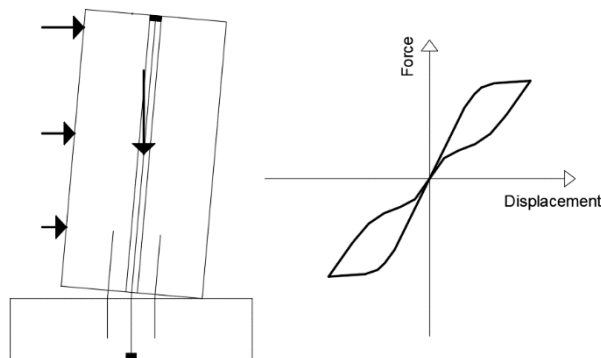


Figura 2. Parete ibrida: geometria e legame isteretico 'a bandiera'. / Hybrid wall: geometry and 'flag-shaped' behaviour.

I sistemi ibridi possono essere realizzati sia con setti sia con colonne. Un esempio di colonna caratterizzata da una tecnologia ibrida, cioè abbinata a dispositivi viscosi, è riportata in Roh et al. (2009). Le colonne rocking sono doppiamente incernierate, sia alla base sia in sommità, e sono connesse alla struttura unicamente attraverso la forza di compressione creata nella zona di contatto colonna-fondazione, senza la presenza di nessuna forza aggiuntiva (Guerrini et al., 2012; 2015). Nelle strutture esistenti le colonne danneggiate possono essere sostituite con colonne rocking di tipo prefabbricato. Questo approccio è stato utilizzato per il retrofit sismico di colonne da ponte (Priestley et al., 1996). Test sperimentali sulle colonne rocking hanno evidenziato la presenza di una rigidità iniziale non trascurabile prima della nascita del rocking e la presenza di una rigidità negativa apparente durante il dondolio.

In generale, diversi studi sperimentali hanno evidenziato le eccellenti prestazioni sismiche dei sistemi rocking e di quelli ibridi. Le analisi sono state principalmente focalizzate sull'analisi del comportamento isteretico di pareti non accoppiate soggette a carichi ciclici; nello specifico, sono state studiate sia le pareti senza dispositivi dissipativi abbinati (Pérez et al., 2007, 2013; Henry et al., 2012) sia quelle accoppiate con dispositivi dissipativi (Kurama, 2001; Sritharan et al., 2015; Wang et al., 2018), tra cui quelli isteretici caratterizzati da barre in acciaio situate all'interfaccia parete-fondazione (Holden et al., 2003; Restrepo et al., 2007; Smith et al., 2011, 2013; Lu et al., 2017). I dispositivi isteretici, costituiti da barre in acciaio inserite all'interno della matrice cementizia, sono vincolati alle due estremità, rispettivamente alla parete e alla fondazione. Essi sono generalmente caratterizzati da una sezione all'interfaccia parete-fondazione ridotta (che costituisce una zona preferenziale di plasticizzazione) e non aderente. Tra le altre tipologie di dispositivi dissipativi possono essere citati i dissipatori esterni isteretici assiali a instabilità impedita di tipo BRAD, Buckling Restrained Axial Damper. Ulteriori studi parametrici sull'influenza della progettazione dei cavi post-tesi (Erkmen et al., 2009) e dei dispositivi dissipativi (Mpampatsikos et al., 2020; Wu et al., 2019) hanno inoltre fornito delle relazioni tra la scelta di questi parametri e il comportamento ricentrante della parete.

La maggior parte dei test sperimentali condotti sui sistemi rocking e ibridi sono di tipo quasi-statico fino al raggiungimento di un livello prefissato di prestazione strutturale (Kurama, 2005; Restrepo et al., 2007; Pérez et al., 2003; ACI ITG-5.1, 2008; ACI ITG-5.2, 2009; Preti et al., 2009, 2012). Tuttavia, è importante che le prestazioni delle pareti con tecnologia rocking siano confermate e studiate con test dinamici che riescano a simulare l'azione sismica e quindi il reale comportamento del sistema (Priestley et al., 1999; Marriott et al., 2008; Schoettler et al., 2009; Toranzo et al., 2009; Belleri et al., 2014; Nazari et al., 2016; Gavridou et al., 2017; Twigden et al., 2019) e poter sviluppare le apposite raccomandazioni progettuali.

### Criteri di Progettazione / Design Criteria

La maggior parte della progettazione sismica condotta in passato si basa su un approccio definito Force-Based Design, cioè un approccio basato sulle forze (Farrow et al., 2001; Kurama et al., 2005). In primo luogo, viene fissata la geometria strutturale, incluse le dimensioni degli elementi. In molti casi la geometria può essere definita da considerazioni relative a carichi statici. Successivamente viene definita la rigidità elastica degli elementi, basata su una stima preliminare della loro dimensione. Attraverso apposite formulazioni è

## 1. ROCKING SYSTEMS

possibile stimare il periodo fondamentale associato alla struttura. Per fare ciò, vengono principalmente utilizzate formule semplificate. Il calcolo del taglio alla base della struttura si basa su una risposta di tipo elastico con un valore di duttilità strutturale unitario. Per ottenere ciò è necessario definire il valore appropriato del fattore di riduzione delle forze, corrispondente alla reale capacità di duttilità del sistema e dei materiali in uso. Principalmente viene utilizzata una distribuzione proporzionale al prodotto tra l'altezza e la massa ai diversi piani che risulta quindi compatibile con la deformata del meccanismo plastico.

Kurama (1999) propone un metodo per il calcolo delle sollecitazioni sismiche agenti sulla parete rocking prendendo in considerazione principalmente gli effetti legati al primo modo di vibrare. Tale metodo si basa sulla determinazione di un taglio ridotto alla base, rispetto a quanto ottenuto direttamente con lo spettro elastico, per mezzo di un coefficiente riduttivo  $R_1$  che tiene conto della duttilità e del sito in cui la struttura è stata realizzata. Egli definisce un modello di regressione in grado di rappresentare la risposta sismica di un sistema di tipo rocking attraverso la definizione di due parametri caratteristici il cui valore dipende dalla sismicità del sito, dallo stato limite di riferimento, dalla tipologia di suolo, dal rapporto tra la rigidezza post e pre-snervamento (che indica il comportamento della parete sottoposta a sollecitazioni sismiche e ne esprime la capacità di dissipare energia) e dal modello isteretico (Figura 3).

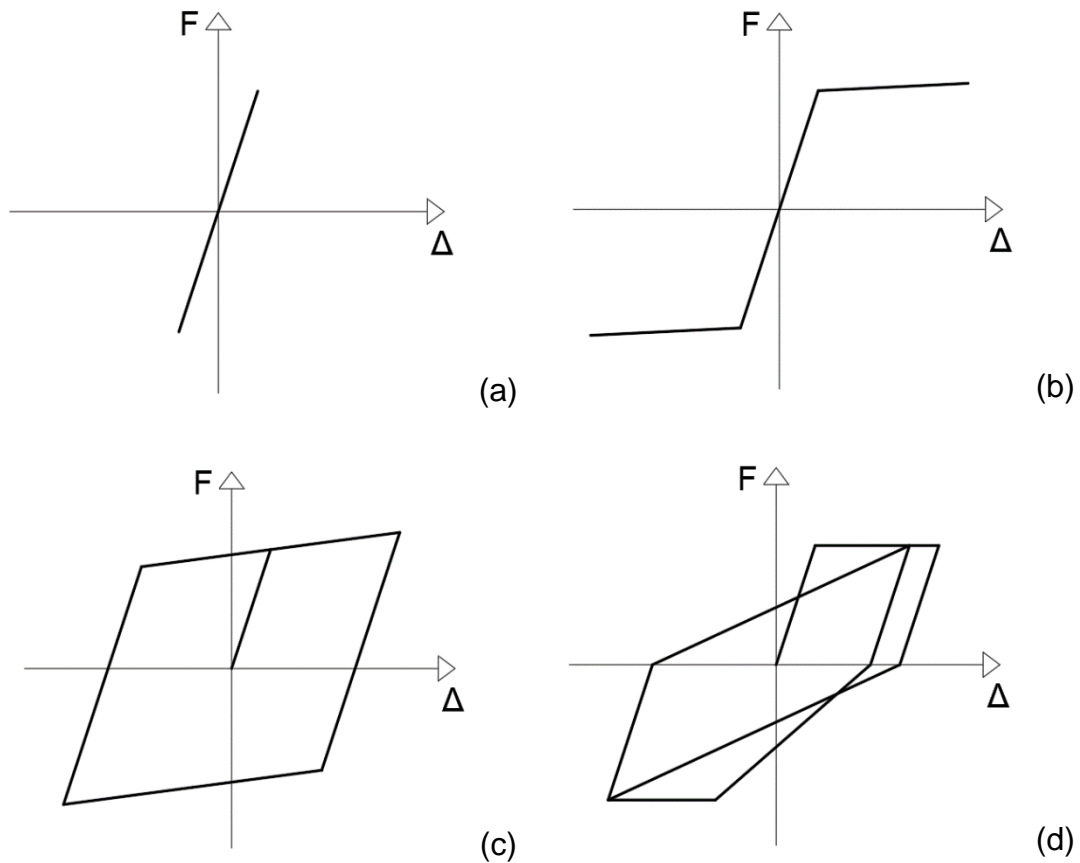


Figura 3. Modelli isteretici studiati da Kurama (1999): lineare-elastico LE (a), bilineare elastico BE (b), bilineare elasto-plastico EP (c) e degradante SD (d). / Hysteretical models by Kurama (1999): linear-elastic LE (a), bilinear-elastic BE (b), bilinear elasto-plastic EP (c) and degrading SD (d).

Come si evince dalla Figura 3, il modello LE (Figura 3a) è utile a rappresentare il comportamento di strutture che rimangono in campo elastico lineare, cioè caratterizzate da capacità dissipativa nulla; mentre il modello BE (Figura 3b) è anch'esso privo di capacità dissipativa, ma possiede un'elevata capacità di ricentraggio (per esempio è caratteristico dei sistemi con tecnologia rocking qui esaminati). Il modello EP (Figura 3c) rappresenta strutture caratterizzate da un alto livello di dissipazione inelastica, ma bassa capacità di ricentraggio (per esempio le strutture in acciaio). Infine, il modello SD (Figura 3d) è utilizzato per strutture con modeste capacità dissipative, ma caratterizzate da una riduzione della rigidità causata dai danni subiti a seguito di forzanti cicliche. Quest'ultimo comportamento è tipico delle strutture monolitiche in calcestruzzo armato gettato in opera.

Il coefficiente riduttivo della risposta sismica  $R_1$  è definito come segue:

$$R_1(\mu, c) = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (2)$$

Nell'equazione precedente, il parametro 'c' è calcolato nel seguente modo:

## 1. ROCKING SYSTEMS

$$c(T, a, b) = \frac{T^a}{T^a + 1} + \frac{b}{T} \quad (3)$$

Nell'equazione precedente,  $T$  è il periodo relativo al primo modo di vibrare della struttura,  $\mu$  è il fattore di duttilità e  $a$  e  $b$  sono dei parametri che dipendono dalle condizioni di progetto. Il valore di duttilità  $\mu$  può essere espresso sia in termini di curvatura  $\varphi$  sia in termini di spostamento  $\Delta$ .

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

dove i pedici 'u' e 'y' indicano rispettivamente la condizione ultima e quella a snervamento. Kurama (1999) definisce inoltre un ulteriore coefficiente correttivo della risposta sismica  $f_\xi$  che tiene conto dell'eventuale differenza tra lo smorzamento assunto dalla struttura in esame ( $\xi_1$ ) e quello relativo allo spettro elastico ( $\xi_0$ ), quest'ultimo assunto generalmente pari al 5%.

$$f_\xi = \frac{(1 + 25\xi_0)^{0.5}}{(1 + 25\xi_1)^{0.5}} \quad (5)$$

Il taglio alla base è quindi calcolato come:

$$V_b = \frac{M_{e1} f_\xi S_{a(elastic)}}{R_1} \quad (6)$$

dove  $M_{e1}$  è la massa partecipante al primo modo di vibrare e  $S_{a(elastic)}$  è l'accelerazione spettrale riferita allo spettro elastico in corrispondenza del periodo del primo modo di vibrare. Questo metodo presenta delle problematiche che possono essere schematicamente riassunte in:

- La stima del periodo si basa su formulazioni semplificate;
- Il Force-Based Design si basa sulla stima della rigidità iniziale della struttura al fine di determinarne il periodo e la distribuzione delle forze di progetto. Ciò nonostante, la reale rigidità della struttura può essere determinata solo al termine dell'intero processo progettuale, cioè una volta definiti gli elementi strutturali che la costituiscono;
- Il Force-Based Design consente di utilizzare, per una determinata tipologia di struttura realizzata con un certo materiale, un unico fattore di riduzione delle forze (cioè di indicarne la capacità duttile);

- Il sistema resistente progettato per sostenere i carichi verticali viene concepito anche per resistere ai carichi orizzontali derivanti dall'azione sismica.

Proprio a causa delle diverse problematiche insite nella metodologia di progettazione sismica delle strutture basata sulle forze, e alla frequenza con la quale, negli anni '90, si sono verificati eventi sismici (e danni da essi causati), si è dunque assistito allo sviluppo di nuovi metodi di progettazione sismica finalizzati alla limitazione dei danni alla struttura. I recenti contributi innovativi che si sono sviluppati nell'ambito della progettazione sismica mirano, diversamente dall'approccio tradizionale, a un controllo di tipo prestazionale della risposta del sistema strutturale. Tra questi metodi il principale è il Performance Based Seismic Design (PBSD) e la sua applicazione è il Direct Displacement Based Design (DDBD), o più comunemente definito approccio di progettazione agli spostamenti.

Il 'Performance Based Seismic Design' è stato introdotto dal PEER, cioè dal 'Pacific Earthquake Engineering Research Center', attraverso il documento Vision2000 del 1995. L'intento di questo studio è stato quello di fornire ai progettisti un metodo che potesse consentire loro di progettare, costruire e conservare gli edifici in modo tale che questi fossero in grado di esplicitare determinate prestazioni se sottoposti a determinati livelli di intensità sismica, ovvero potessero soddisfare prefissati obiettivi prestazionali. Gli obiettivi prestazionali nascono dall'unione dei livelli prestazionali con i livelli di intensità sismica previsti e descritti nel documento Vision2000 (Priestley, 2000), e possono essere più o meno stringenti in base all'importanza della struttura stessa. Il 'Performance Based Seismic Design' si pone dunque come approccio nuovo alla progettazione sismica, ma anche come un approccio di tipo diretto, in quanto consente al progettista di dare delle informazioni al cliente sul prodotto e sulle prestazioni che esso è in grado di garantire (Figura 4).

# 1. ROCKING SYSTEMS

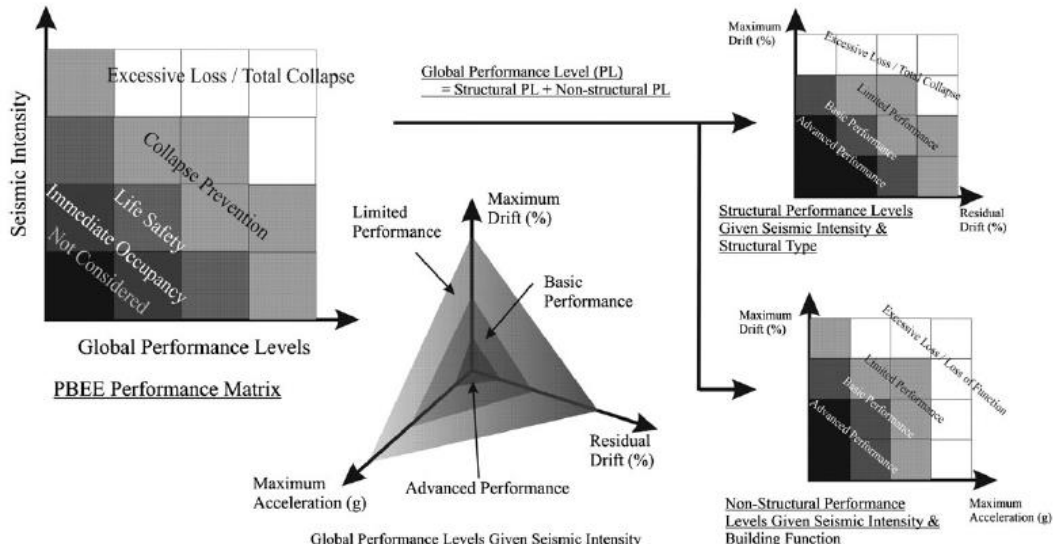


Figura 4. Definizione dei livelli di prestazione della procedura PBEE in funzione del drift, massimo e residuo, e delle accelerazioni di piano (Kam et al., 2010). / Performance levels of PBEE in function of drift, maximum and residual, and floor accelerations (Kam et al., 2010).

Nonostante il PBSD costituisca un grande cambiamento della logica progettuale essendo caratterizzato dall'indubbio vantaggio di identificare e di comunicare correttamente il comportamento sismico atteso da una data struttura, il suo sviluppo completo è stato limitato.

Uno dei metodi di progettazione prestazionale basato sulla limitazione degli spostamenti, è il 'Displacement Based Design', indicato con l'acronimo DBD. Una sua estensione specifica è il 'Direct Displacement Based Design', introdotto da Nigel Priestley (2005, 2007) con il proposito di superare le manchevolezze insite nel convenzionale 'Force-Based Seismic Design'. La differenza fondamentale rispetto a quest'ultimo sta nel fatto che il DDBD caratterizza le strutture in modo tale che esse possano essere progettate facendo ricorso a un modello a un singolo grado di libertà, il quale consente di rappresentare la prestazione della struttura sulla base della massima risposta in termini di spostamento, al contrario dell'approccio tradizionale che invece ricorre alle caratteristiche elastiche iniziali della struttura stessa (Rahman et al., 2011). In altri termini è possibile affermare che il 'Direct Displacement-Based Design' sostituisce la struttura reale, cioè un sistema a più gradi di libertà (MDoF, ovvero 'Multi Degree of Freedom system'), con un oscillatore semplice equivalente (SDoF equivalente) e che tale equivalenza viene realizzata sulla base dello spostamento massimo della struttura stessa. La rielaborazione del metodo proposta dallo stesso Priestley nel 2007 consente di ottenere il valore di rigidezza ultima richiesta alla struttura, non calcolando inizialmente la rigidezza della struttura per poi verificare gli spostamenti limite, ma partendo proprio da questi ultimi, utilizzati come dati di input. Ulteriori



studi (Rahman et al., 2006) hanno dimostrato che, nonostante entrambi gli approcci permettano di soddisfare i criteri di progetto, il metodo proposto da Priestley permette di ottenere una richiesta di taglio alla base della parete inferiore e più razionale, con conseguente riduzione dei costi di progetto.

Entrando nel cuore del metodo, il DDBD si basa sullo studio di una struttura a un grado di libertà (SDoF) equivalente all'edificio reale (MDoF), Figura 5.

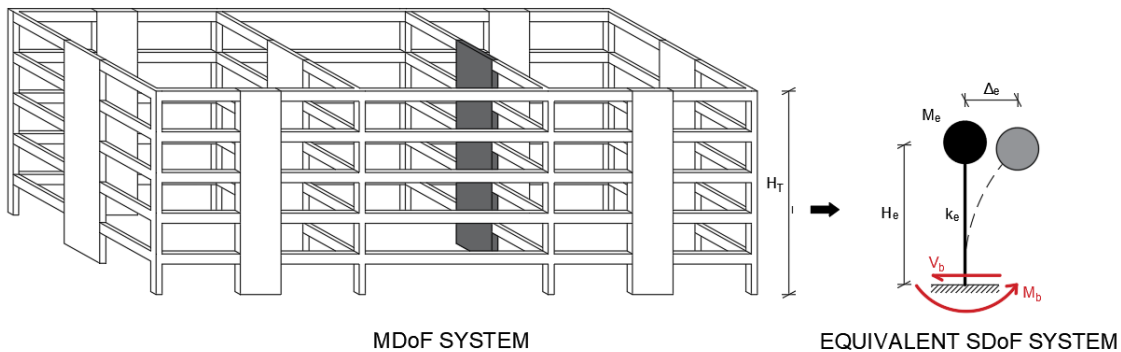


Figura 5. Sistemi MDoF e SDoF. / MDoF and SDoF systems.

Premesso che la procedura del DDBD si declina a seconda della tipologia strutturale presa in considerazione (struttura a telaio, pareti prefabbricate-giuntate, pareti a taglio tradizionali, pareti ibride ...), la struttura equivalente sarà caratterizzata da una rigidezza secante e da uno smorzamento corrispondenti alla massima risposta in termini di spostamento ( $\Delta_d$ ), Figura 6.

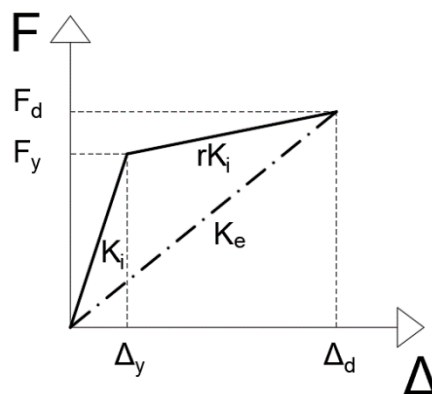


Figura 6. Confronto tra la rigidezza del sistema equivalente SDoF e quella del sistema MDoF. / Comparison in terms of stiffness between MDoF and equivalent SDoF system.

Il metodo proposto da Priestley (2007) consiste nel definire lo spostamento limite di progetto  $\Delta_d$  correlato al drift di progetto  $\theta_d$ , definito come il rapporto tra lo spostamento in sommità e l'altezza totale della struttura; esso è costituito da una componente elastica  $\theta_y$  e una plastica  $\theta_p$ .

## 1. ROCKING SYSTEMS

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c \quad (1)$$

dove  $\theta_c$  è generalmente assunto nell'intervallo 2÷2.5%. Prendendo a riferimento una parete rettangolare è possibile scrivere la seguente relazione:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{l_w/2} \quad (2)$$

Nell'equazione precedente,  $\varepsilon_y$  è la deformazione a snervamento dell'armatura longitudinale a flessione,  $l_w$  è la lunghezza della parete e  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento. Quest'ultima è definita come:

$$\phi_y = y'' = -\frac{M}{EJ} \quad (3)$$

dove M è il momento alla base della parete, mentre EJ è la rigidezza flessionale della stessa. Assumendo EJ costante e M lineare, la curvatura è lineare lungo l'altezza della parete. Il drift limite in sommità, cioè il rapporto tra lo spostamento in sommità e l'altezza totale della parete, in corrispondenza dello snervamento è definito nel seguente modo:

$$\theta_y = \int_0^{h_n} \phi_y dH = \frac{1}{2} \phi_y h_n = \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w} \quad (4)$$

dove  $h_n$  è l'altezza della parete. L'equazione può quindi essere riscritta nel seguente modo:

$$\theta_d = \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w} + (\theta_m - \theta_y) l_p \leq \theta_c \quad (5)$$

dove  $\theta_m$  è la rotazione massima alla base della parete e  $l_p$  è la lunghezza della cerniera plastica. Quindi lo spostamento per il piano i-esimo può essere calcolato con la seguente espressione:

$$\Delta_i = 0.67 \varepsilon_y \frac{h_i^2}{l_w} \left[ 1.5 - \frac{h_i}{2h_n} \right] + \left[ \theta_d - \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w} \right] \left[ h_i - \frac{l_p}{2} \right] \quad (6)$$

In alternativa, per edifici caratterizzati da un numero di piani inferiore a dieci, l'espressione può essere semplificata nel seguente modo:

$$\Delta_i = \theta_d h_i \quad (7)$$

I principali parametri per la definizione della struttura a un grado di libertà equivalente sono lo spostamento di progetto:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (8)$$

La massa efficace:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (9)$$

L'altezza equivalente:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (10)$$

e il fattore di duttilità:

$$\mu = \frac{\theta_d}{\theta_y} \quad (11)$$

dove i termini  $m_i$ ,  $H_i$  e  $\Delta_i$  indicano, rispettivamente, la massa, l'altezza e lo spostamento di interpiano associati al piano  $i$ -esimo. Lo smorzamento efficace della struttura è influenzato dal fattore di duttilità e dalla tipologia strutturale dell'edificio (Figura 7). Esso può essere definito attraverso le seguenti formulazioni basate sui modelli isteretici definiti da Takeda (Priestley, 2002).

$$\xi = 5 + 30(1 - \mu^{-0.5})\% \quad (12)$$

$$\xi = 5 + 23(1 - \mu^{-0.5})\% \quad (13)$$

$$\xi = 5\% \quad (14)$$

Rispettivamente per strutture a telaio in calcestruzzo armato (12), per strutture a pareti (13) e per strutture a pareti precomprese con tiranti post-tesi non aderenti (14).

Per strutture ibride, cioè strutture caratterizzate dalla presenza di cavi post-tesi non aderenti e dispositivi dissipativi, lo smorzamento effettivo può essere ottenuto interpolando i valori ottenuti con le relazioni precedenti. È inoltre possibile utilizzare gli schemi definiti da Priestley et al. (2007) per determinare direttamente il rapporto di smorzamento sulla base della duttilità in spostamento  $\mu$  e della tipologia strutturale (Figura 7a).

# 1. ROCKING SYSTEMS

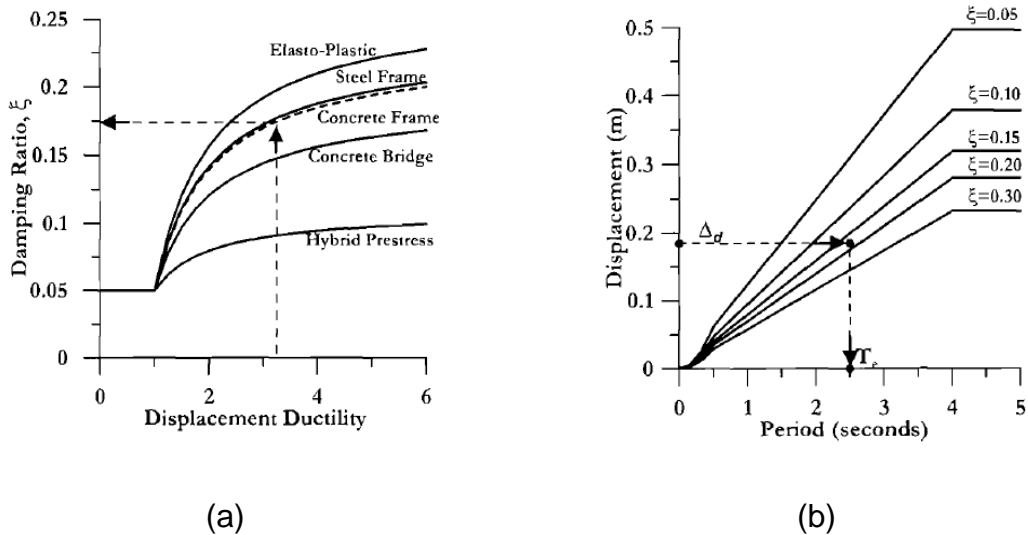


Figura 7. Confronto tra smorzamento equivalente e duttilità (a) e definizione dello spettro di spostamento di progetto al variare del fattore di smorzamento (b) (Priestley et al., 2007). / Comparison between equivalent damping and level of ductility (a) and displacement design spectrum for different damping values (b) (Priestley et al., 2007).

Nel caso di ponti e di strutture a pareti in calcestruzzo armato (TT), strutture a telaio in calcestruzzo armato (TF), strutture a telaio in acciaio (RO), strutture con elementi ibridi e cavi post-tesi (FS,  $\beta=0.2$ ), dispositivi ad attrito (EPP) e sistemi di isolamento bilineare (BI,  $r=0.2$ ) si possono invece utilizzare rispettivamente le seguenti espressioni (Priestley et al., 2005, 2008; Priestley, 2007; Calvi et al., 2008).

$$\xi = 0.05 + 0.444 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (15)$$

$$\xi = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (16)$$

$$\xi = 0.05 + 0.577 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (17)$$

$$\xi = 0.05 + 0.186 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (18)$$

$$\xi = 0.05 + 0.670 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (19)$$

$$\xi = 0.05 + 0.519 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (20)$$

Dove  $\beta$  e  $r$  sono dei parametri che indicano rispettivamente il grado di ricentraggio e di incrudimento della struttura. Nel caso le strutture FS e BI siano caratterizzate da valori differenti di ricentraggio ( $\beta$ ) e incrudimento ( $r$ ) è necessario definire delle nuove equazioni duttilità-smorzamento sulla base di analisi dinamiche non lineari o, in alternativa, effettuare un confronto tra lo smorzamento isteretico equivalente  $\xi_{\text{hyst}}$ , definito successivamente nel caso di nuovi sistemi e calcolato sulla base dell'area sottesa alla curva di capacità della parete in termini di forza-spostamento, e la componente isteretica dello smorzamento viscoso, in funzione di specifici livelli di duttilità in spostamento (Figura 8 e Tabella 4).

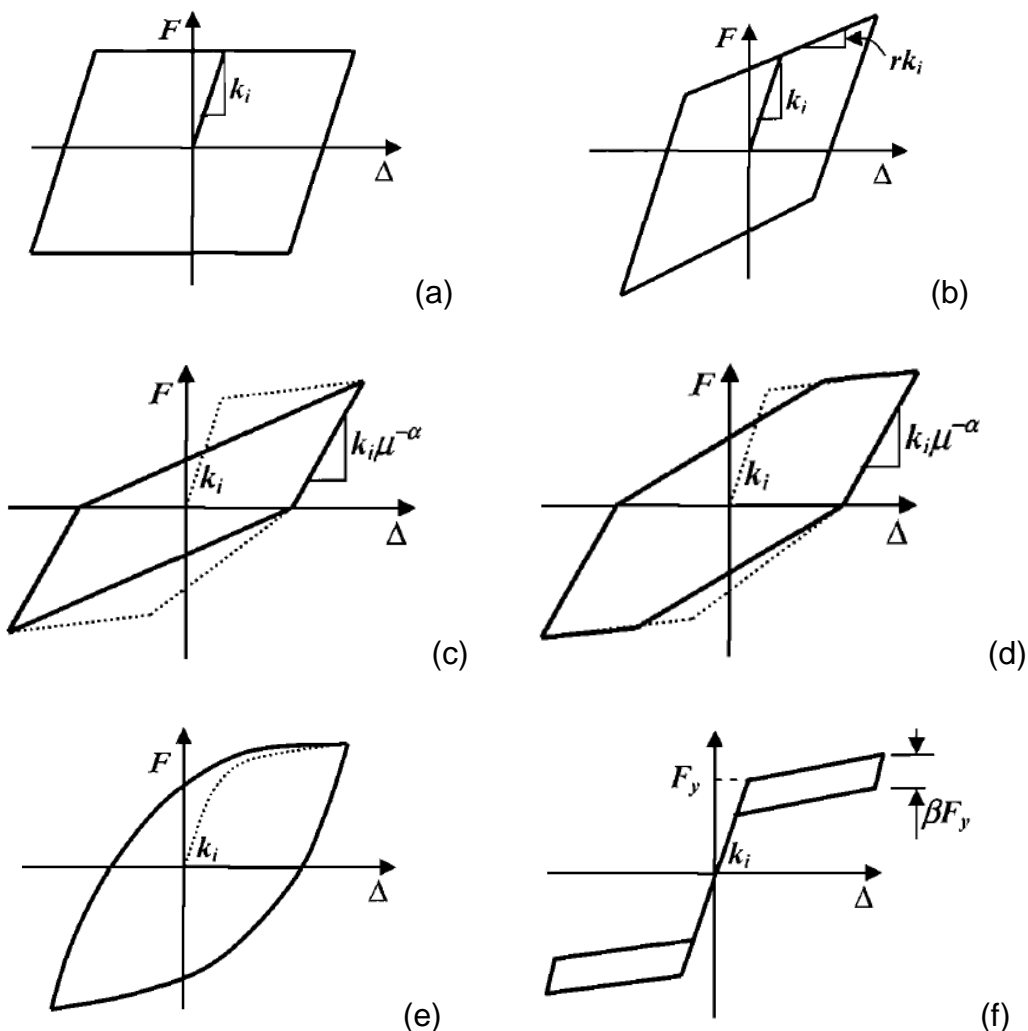


Figura 8. Comportamento isteretico a seguito di analisi dinamiche non lineari per sei differenti modelli: EPP elasto-plastico (a), BI bilineare (b), TT Takeda 'Thin' (c), TF Takeda 'Fat' (d), RO Ramberg-Osgood (e) e FS comportamento a bandiera (f) (Priestley et al., 2007). / Hysteresis rules considered in inelastic time history analysis for six models: EPP Elasto-Plastic (a), BI Bilinear (b), TT Takeda Thin (c), TF Takeda Fat (d), RO Ramberg-Osgood (e) and FS Flag-Shaped (f) (Priestley et al., 2007).

# 1. ROCKING SYSTEMS

La relazione sopra descritta è plottata in Figura 9 per i sei principali comportamenti isteretici considerati.

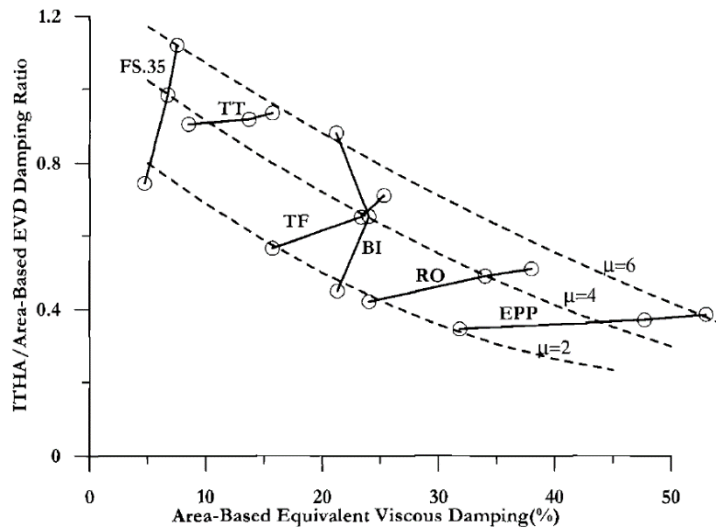


Figura 9. Fattore di correzione per il calcolo dello smorzamento equivalente (Priestley et al., 2007). / Correction factor for the equivalent damping (Priestley et al., 2007).

È quindi possibile determinare il periodo della struttura equivalente  $T_e$  entrando nello spettro di spostamento con il valore dello spostamento di progetto  $\Delta_d$ . Gli spettri si riferiscono ad uno smorzamento del 5%, pertanto, se esso dovesse risultare differente, sarebbe necessario scalare lo spettro nel seguente modo: inizialmente si definisce un periodo  $T_0$ , ad esempio si può considerare il periodo in corrispondenza del quale lo spettro degli spostamenti passa dal tratto con andamento elastico a quello con andamento costante (pari a 4s). In questo modo si ottiene dallo spettro un valore di spostamento  $\Delta_{(T_0, 5\%)}$  corrispondente al periodo  $T_0$  e allo smorzamento del 5%. Si procede ora al calcolo del fattore di riduzione R:

$$R = \left( \frac{10}{5 + \zeta'(\%)} \right)^{0.5} \quad (21)$$

Si applica il fattore di correzione:

$$\Delta_{(T_0, \zeta')} = \Delta_{(T_0, 5\%)} \cdot R = \Delta_{(T_0, 5\%)} \cdot \left( \frac{10}{5 + \zeta'(\%)} \right)^{0.5} \quad (22)$$

È quindi possibile definire il periodo equivalente, caratterizzato da un valore di smorzamento diverso dal 5%, nel seguente modo:

$$\frac{T_e}{T_0} = \frac{\Delta_d}{\Delta_{(T_0, \zeta')}} \quad (23)$$

Una volta noto il periodo effettivo è possibile calcolare la rigidezza del sistema equivalente:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (24)$$

Sulla base della rigidezza  $K_e$  si definiscono i valori di taglio e momento alla base:

$$V_b = K_e M_b \quad (25)$$

$$M_b = V_b H_e = \sum_{i=1}^n (F_i h_i) \quad (26)$$

Infine, le forze di piano  $F_i$  vengono distribuite lungo l'altezza della struttura sfruttando la seguente proporzione:

$$F_i = V_b \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (27)$$

Successivamente sono state proposte alcune modifiche al 'Direct Displacement Based Design' proposto da Priestley (2002, 2007) al fine di adattare tale metodo alla progettazione di pareti con tecnologia rocking (Pennucci et al., 2009).

È opportuno inizialmente distinguere due tipologie di pareti. La prima soluzione caratterizzata da cavi post-tesi non aderenti, barre in acciaio non aderenti finalizzate alla dissipazione energetica nella zona di interfaccia parete-fondazione, armatura longitudinale distribuita lungo la parete e armatura di confinamento nei due pilastrini di estremità alla base (Rahman et al., 2000). La seconda soluzione, invece, proposta da Holden et al. (2003), capace di sviluppare un flusso di forze interne lungo rinforzi diagonali, verticali e orizzontali secondo il modello di tirante e puntone. La procedura è identica per entrambe le pareti, fatta eccezione per il calcolo dello spostamento a snervamento per il piano  $i$ -esimo,  $\Delta_{yi}$ , determinato considerando una distribuzione di forze laterali corrispondente al primo modo di vibrare.

Il primo step di questa procedura (Pennucci et al., 2009) prevede la definizione del drift limite di progetto  $\theta_c$  che identifica il massimo spostamento ammissibile in sommità alla struttura. Per la tipologia di parete (Rahman et al., 2000) si procede inizialmente calcolando  $\Delta_{yi}$ :

## 1. ROCKING SYSTEMS

$$\Delta_{yi} = 0.5\phi_b \left[ H_i^2 - \frac{H_i^3}{2H_{roof}} + \frac{H_i^5}{20(H_{roof})^3} \right] + \theta_{y\_base} H_i \quad (28)$$

dove  $\phi_b$  è la curvatura alla base della parete. Per pareti rettangolari la curvatura a snervamento è definita nel seguente modo:

$$\phi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (29)$$

dove  $l_w$  è la lunghezza della parete. Il parametro  $\theta_{y\_base}$  indica invece la rotazione dovuta alla deformazione a snervamento della parete ed è espresso nel seguente modo:

$$\theta_{y\_base} = \frac{\varepsilon_y (l_{ubs} + 2\Delta_{sp})}{l_w (1-\nu) - d_{As}} \quad (30)$$

dove il numeratore indica l'allungamento totale subito dall'elemento dissipativo, cioè considerando sia la parte annegata nel calcestruzzo sia quella non aderente, mentre il denominatore indica la distanza tra il baricentro del dissipatore teso e l'asse neutro. Con riferimento alla Figura 10, il parametro  $\Delta_{sp}$  viene assunto pari a  $0.022 \cdot f_y \cdot d_b$ , con  $d_b$  il diametro dell'elemento dissipativo. Il fattore  $\nu$  indica la lunghezza dell'area compressa normalizzata in funzione della lunghezza della parete  $l_w$ . Esso varia tra 0.15 nel caso di strutture debolmente rinforzate e 0.3 nel caso di strutture fortemente rinforzate. Generalmente si assume un valore pari a 0.2. Infine,  $d_{As}$  indica la distanza tra il baricentro dei dissipatori e l'estremità della parete più vicina, cioè il punto attorno a cui l'elemento oscilla. Quest'ultimo parametro viene generalmente assunto pari a  $0.35 \cdot l_w$ .

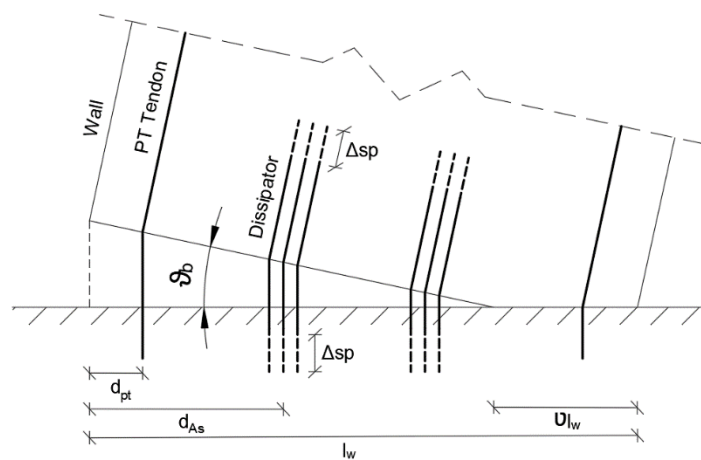


Figura 10. Parametri caratteristici della parete con tecnologia ibrida a seguito dell'apertura del gap alla base. / Principal parameters for hybrid wall following the opening of gap at the base.



A parità di allungamento, maggiore è il rinforzo al piede della parete e maggiore è il valore assunto da  $v$ ; così facendo il braccio risulterà più piccolo e conseguentemente si avrà una rotazione a snervamento alla base  $\theta_{y\_base}$  maggiore. Lo spostamento al piano  $i$ -esimo è quindi dato da:

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_p = \Delta_{yi} + (\theta_c - \theta_{y\_roof}) H_i \quad (31)$$

Nell'equazione precedente, la prima componente rappresenta lo spostamento a snervamento, mentre la seconda indica il contributo plastico. Il termine  $\theta_c$  indica il drift limite in sommità, mentre  $\theta_{y\_roof}$  è il drift in sommità in corrispondenza dello snervamento e può essere stimato come somma del contributo della rotazione rigida alla base  $\theta_{wall}$  e della rotazione dovuta alla deformazione elastica della parete  $\theta_{y\_base}$ .

$$\theta_{y\_roof} = \theta_{wall} + \theta_{y\_base} = \frac{3}{8} \phi_b H_{roof} + \theta_{y\_base} \quad (32)$$

Il fattore di duttilità può essere espresso in funzione dello spostamento di progetto in sommità nel seguente modo:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_{ye}} \quad (33)$$

dove  $\Delta_{ye}$  è ottenuto dalla seguente equazione:

$$\Delta_{ye} = 0.5 \phi_b \left[ H_e^2 - \frac{H_e^3}{2H_{roof}} + \frac{H_e^5}{20(H_{roof})^3} \right] + \theta_{y\_base} H_e \quad (34)$$

Per quanto riguarda lo smorzamento della struttura equivalente  $\xi_{eq}$ , è necessario fare un discorso più ampio, partendo dalla suddivisione dello stesso in due componenti: la prima di tipo elastico  $\xi_{el}$ , mentre la seconda di tipo isteretico  $\xi_{hyst}$ . Per quanto riguarda la componente elastica, è necessario introdurre l'equazione del moto di un sistema smorzato a un grado di libertà soggetto a forzante sismica.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (35)$$

Nell'equazione precedente,  $m$  indica la massa del sistema,  $c$  il coefficiente di smorzamento,  $k$  la costante elastica e  $x$  lo spostamento ( $\dot{x}$  e  $\ddot{x}$  sono rispettivamente velocità e accelerazione). Essendo:

# 1. ROCKING SYSTEMS

$$c = 2m\omega_i \zeta = 2\zeta \sqrt{mk} \tag{36}$$

è possibile affermare che lo smorzamento è direttamente correlato alla rigidità del sistema. Lo smorzamento del sistema equivalente a un grado di libertà è calcolato sulla base della rigidità secante in corrispondenza della massima forza e del massimo spostamento. Ciò nonostante, i risultati della analisi dinamiche non lineari, finalizzate allo studio del sistema reale a più gradi di libertà (MDoF), si basano sulla rigidità iniziale o tangente del sistema, la quale tiene in considerazione il degrado progressivo della struttura. Come mostrato in Figura 11, lo smorzamento corrispondente al sistema a un grado di libertà (SDoF), caratterizzato dalla rigidità secante, risulta inferiore rispetto a quello ottenuto con l'utilizzo della rigidità iniziale ( $c$  costante) e superiore rispetto a quanto ottenuto con l'utilizzo della rigidità tangente ( $c = \beta \cdot k_t$ ).

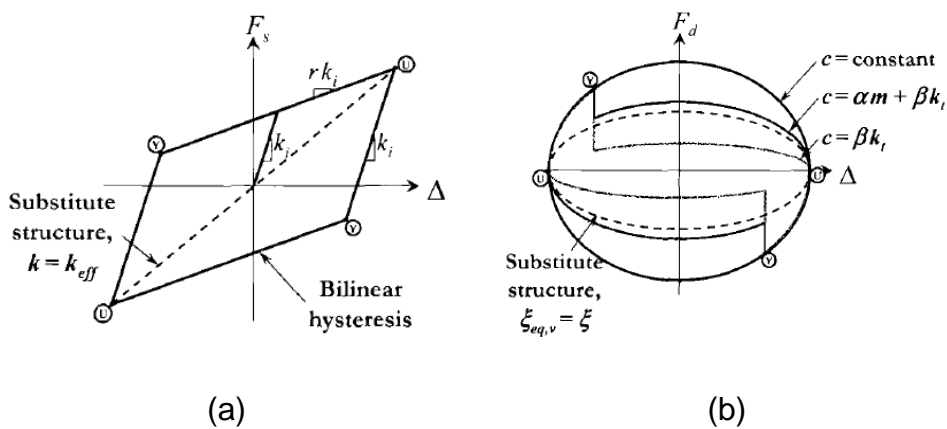


Figura 11. Risposta stazionaria in presenza di forzante armonica di differenti modelli con smorzamento elastico; comportamento isteretico bilineare (a) e confronto tra la forza di smorzamento e lo spostamento (b) (Priestley et al., 2007). / Steady-state harmonic response of different elastic damping models: bilinear behaviour (a) and damping force versus displacement (b) (Priestley et al., 2007).

Confrontando i risultati ottenuti per i sistemi SDoF con quelli MDoF (Grant et al., 2005) è possibile determinare un fattore correttivo  $k$  da applicare allo smorzamento elastico relativo al sistema SDoF per poter considerare in fase di analisi la differente rigidità:

$$k = \mu^{\lambda'} \tag{37}$$

dove  $\mu$  è il fattore di duttilità in termini di spostamento e  $\lambda'$  è un parametro dipendente dal modello isteretico e dalla rigidità di riferimento (vedi Tabella 3).

Tabella 3. Valori assunti dal fattore di correzione  $\lambda'$  in funzione della rigidezza e del modello isteretico di riferimento. /  
 Secant stiffness correction factors for elastic damping.

Modello /Model	Rigidezza iniziale / Initial stiffness	Rigidezza tangente / Tangent stiffness
Elasto-plastic (EPP)	0.127	-0.341
Bilinear (BI)	0.193	-0.808
Takeda Thin (TT)	0.340	0.378
Takeda Fat (TF)	0.312	-0.313
Flag-shaped, $\beta=0.35$ (FS)	0.387	-0.430
Ramberg-Osgood (RO)	-0.060	-0.617

Come si evince dalla Tabella 3 e dalla Figura 12, il coefficiente  $k$  è maggiore di uno se viene considerata la rigidezza iniziale (aumenta lo smorzamento elastico del sistema SDoF), mentre è inferiore a uno se si considera la rigidezza tangente (in questo caso diminuisce lo smorzamento elastico del sistema SDoF).

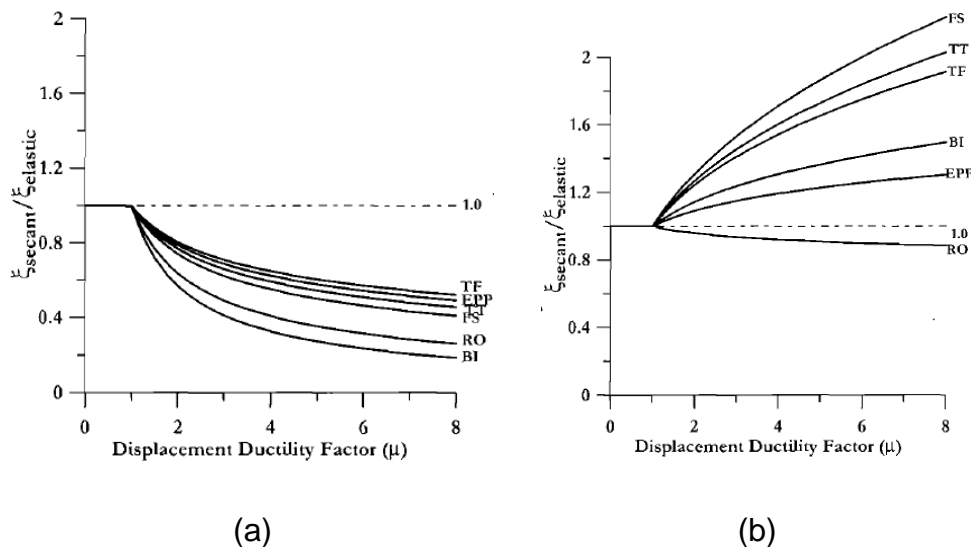


Figura 12. Andamento del coefficiente  $k$  in funzione del fattore di duttilità  $\mu$ ; smorzamento con rigidezza tangente (a) e con rigidezza iniziale (b) (Priestley et al., 2007). / Secant stiffness equivalent elastic viscous damping related to initial elastic stiffness and elastic damping model ( $\mu^{\lambda}$ ): tangent stiffness damping (a) and initial stiffness damping (b) (Priestley et al., 2007).

Invece, per quanto riguarda lo smorzamento isteretico, può essere utilizzato l'approccio proposto da Jacobsen (Dwairi et al., 2004). Tale metodo permette di stimare lo smorzamento come rapporto tra l'energia dissipata e l'energia elastica accumulata dal sistema in corrispondenza dello spostamento massimo. Per un sistema a un grado di libertà

## 1. ROCKING SYSTEMS

soggetto a forzante armonica e caratterizzato da una risposta in regime stazionario, lo spostamento è definito come segue:

$$u = u_0 \sin \omega t \quad (38)$$

da cui, sostituendo all'interno dell'equazione del moto, si ottiene:

$$F = F_{el} + F_d = ku + c_d \dot{u} = ku_0 \sin \omega t + c_d \omega u_0 \cos \omega t \quad (39)$$

L'energia dissipata è quindi calcolata come:

$$E_{dissipata} = \int_T^{T+\frac{2\pi}{\omega}} F(t) \frac{du}{dt} dt = \pi c_d \omega u_0^2 \quad (40)$$

Mentre la componente di energia elastica è pari a:

$$E_{elastica} = \frac{1}{2} k u_0^2 \quad (41)$$

Poiché:

$$c_d = \zeta_{eq} c_{critico} = \zeta_{eq} 2m\omega \quad (42)$$

Dal rapporto tra le due energie è possibile ottenere lo smorzamento isteretico (Figura 13):

$$\zeta_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_{dissipata}}{E_{elastica}} = \frac{1}{4\pi} \frac{2A_h}{F_m \Delta_m} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad (43)$$

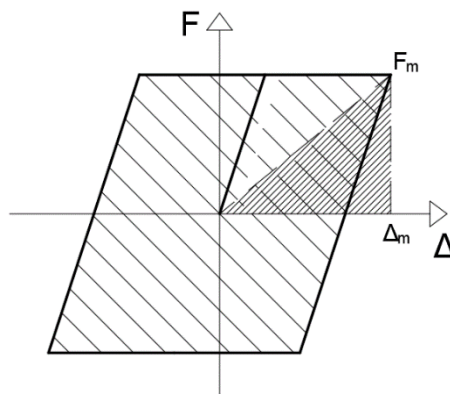


Figura 13. Confronto tra energia dissipata ed elastica. / Comparison between elastic and dissipate energy.

Se applichiamo l'equazione di cui sopra a un modello isteretico con comportamento a bandiera (caratterizzato dal parametro  $\lambda$  ottenuto dal rapporto  $a/b$ , vedi Figura 14) otteniamo la seguente espressione:

$$\zeta_{hyst,SS} = \frac{2(\mu-1)}{\pi\mu(\lambda+1)} \quad (44)$$

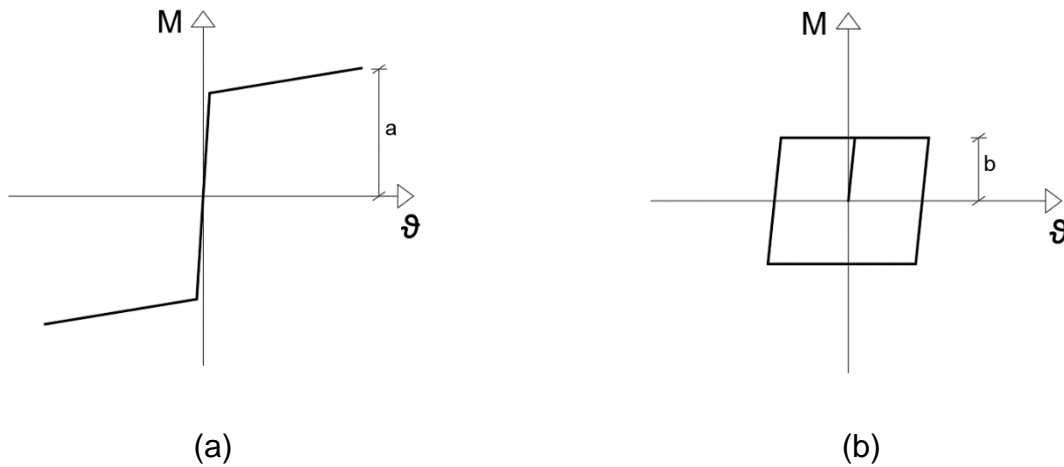


Figura 14. Definizione dei parametri  $a$  e  $b$  nel caso di comportamento rocking (a) e dissipativo (b). / Parameters  $a$  and  $b$  for rocking (a) and dissipative (b) behaviour.

Il parametro  $\lambda$  è definito dal rapporto tra il contributo di resistenza flessionale dovuto ai tiranti post-tesi e il contributo fornito dai dissipatori. All'aumentare di tale parametro, la curva isteretica a forma di bandiera diventa progressivamente più snella, con conseguente riduzione della quantità di energia dissipata da parte del sistema. Il valore ottimale di  $\lambda$  è assunto pari a uno e garantisce la massima quantità di energia dissipata e il massimo ricentraggio. Tuttavia, per tener conto delle sovra-resistenze dei materiali si suggerisce di utilizzare un valore di  $\lambda$  pari a 1.25 (Marriott et al., 2008).

Il calcolo dello smorzamento con il metodo di Jacobsen restituisce dei risultati simili a quanto ottenuto per mezzo dell'analisi dinamica non lineare per sistemi a basso assorbimento di energia (per esempio per il modello 'Takeda Thin', TT, rappresentato in Figura 8). Tuttavia, nel caso di sistemi caratterizzati da alti assorbimenti di energia come, ad esempio, i modelli isteretici di tipo elasto-plastico e bilineare, l'approccio di Jacobsen rischia di sovrastimare lo smorzamento effettivo del sistema.

Per tener conto di una risposta non stazionaria, sempre considerando il caso di sistema soggetto a forzante sismica, Priestley (2007) propone l'utilizzo di un fattore di correzione dinamica  $f$ .

$$\zeta_{hyst} = f \cdot \zeta_{hyst,SS} = f \cdot \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad (45)$$

## 1. ROCKING SYSTEMS

Per sistemi con tecnologia rocking, cioè caratterizzati da un modello isteretico a bandiera, l'espressione diventa:

$$\zeta_{hyst} = \pi \cdot \frac{2(\mu-1)}{2\mu(\lambda+1)} \quad (46)$$

Noto il fattore di duttilità  $\mu$  e lo smorzamento isteretico  $\xi_{hyst\_SS}$ , la stima del fattore  $f$  è ottenuta attraverso l'utilizzo dei grafici presenti in Priestley et al. (2007).

Dwairi e Kowalsky (Priestley, 2007) hanno proposto un'ulteriore espressione generale utile per definire lo smorzamento isteretico:

$$\zeta_{hyst} = C \left( \frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (47)$$

dove  $C$  è un fattore che dipende dal tipo di modello isteretico scelto. Ad esempio, esso assume valore 0.444 nel caso di strutture a pareti (TT) e 0.565 per telai in calcestruzzo armato (TF). In Pennucci et al. (2009) è stato assunto, nel caso di una parete ibrida caratterizzata da un ciclo di isteresi a bandiera con parametro  $\lambda$  pari a 1.25, un valore pari a 0.524. Tuttavia, per valori del periodo inferiori al secondo, lo smorzamento è influenzato dal periodo effettivo  $T_e$  (Figura 15). Infatti, bassi valori di periodo corrispondono a un elevato smorzamento e, quindi, a una notevole dissipazione di energia. Per questo motivo, nel caso di periodi inferiori a un secondo, l'approccio di Jacobsen risulta non sufficientemente accurato.

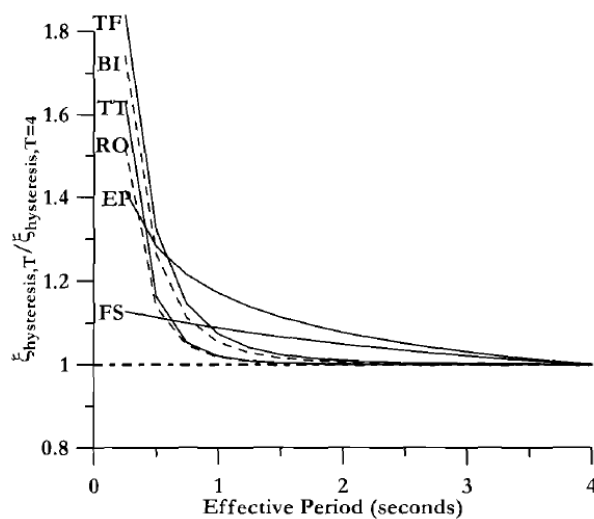


Figura 15. Influenza del periodo effettivo nella determinazione dello smorzamento isteretico (Priestley et al., 2007). / period dependency of hysteretic component of equivalent viscous damping (Priestley et al., 2007).

Per questo motivo è stata proposta una formulazione più accurata per il calcolo dello smorzamento isteretico (Grant et al., 2005) in grado di tenere in considerazione la relazione dello stesso con il periodo effettivo della struttura.

$$\zeta_{hyst} = a \left( 1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \left( 1 + \frac{1}{(T_e + c)^d} \right) \quad (48)$$

I parametri a, b, c e d presenti nell'espressione di cui sopra dipendono dal modello isteretico utilizzato (Tabella 4).

Tabella 4. Definizione dei coefficienti a, b, c, d in funzione del modello isteretico utilizzato (Table 3.1 in Priestley et al., 2007). / Equivalent viscous damping coefficients for hysteretic damping component (Table 3.1 in Priestley et al., 2007).

Modello / Model	a	b	c	d
Elasto-Plastic (EPP)	0.224	0.336	-0.002	0.250
Bilinear (BI)	0.262	0.655	0.813	4.890
Takeda Thin (TT)	0.215	0.642	0.824	6.444
Takeda Fat (TF)	0.305	0.492	0.790	4.463
Flag-Shaped, $\beta=0.35$ (FS)	0.251	0.148	3.015	0.511
Ramberg-Osgood (RO)	0.289	0.622	0.856	6.460

In Figura 16 è proposto un confronto tra gli approcci di Grant ('GBP') e Dwairi e Kowalsky ('DK') in termini di curva smorzamento-duttilità.

## 1. ROCKING SYSTEMS

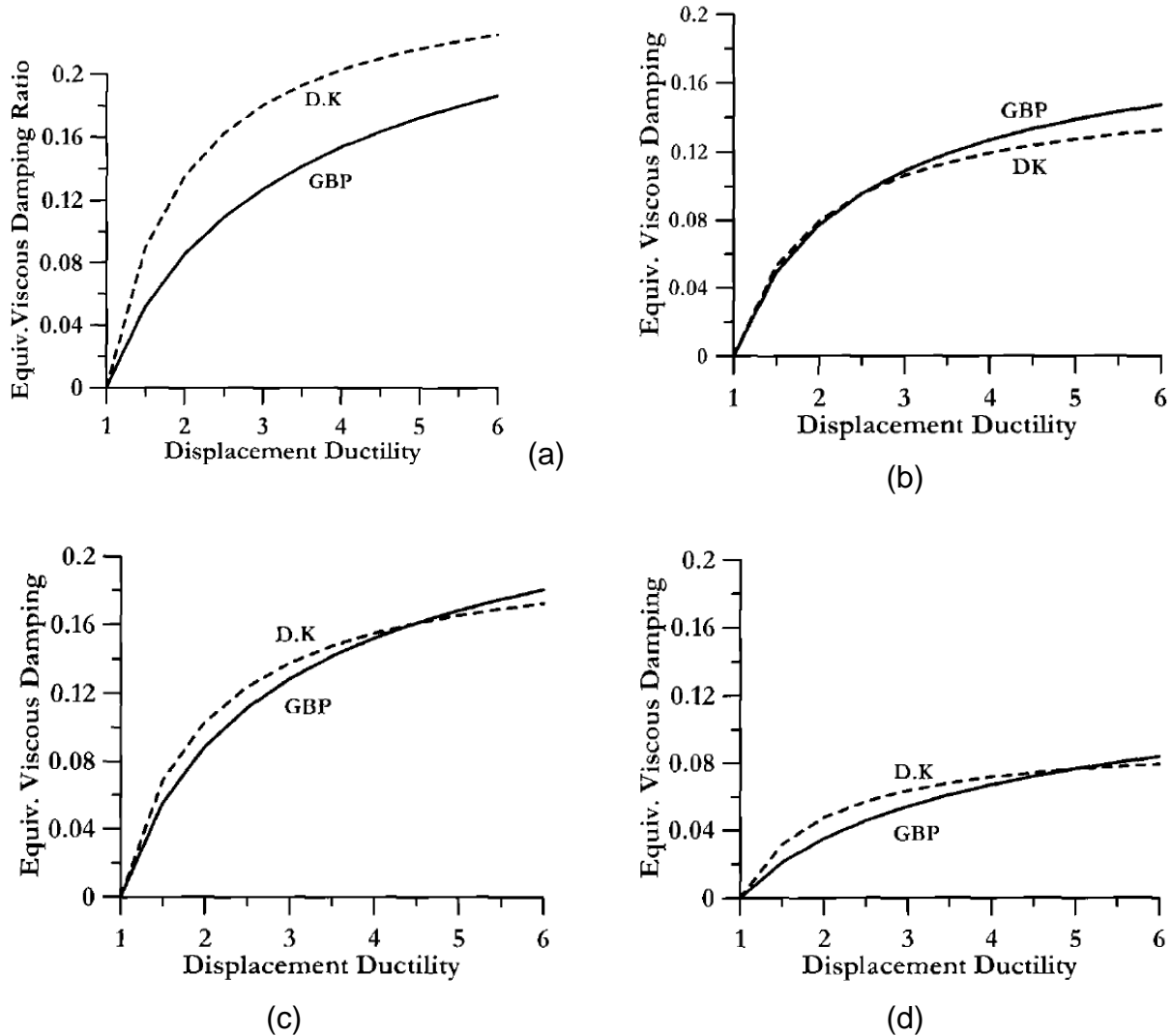


Figura 16. Diagrammi per la determinazione di  $\xi_{hyst}$  in funzione del modello isteretico: elasto-plastico (a), Takeda 'Thin' (b), Takeda 'Fat' (c) e a bandiera (d). Confronto tra il metodo proposto da Grant et al. (2005) e quello di Dwairi e Kowalsky (Figure 3.10 in Priestley et al., 2007). / Hysteretic component of equivalent viscous damping from two independent studies: D.K (Dwairi and Kowalsky) and GBP (Grant et al., 2005) (Figure 3.10 in Priestley et al., 2007).

Figura 16 evidenzia che nel caso di modelli isteretici caratterizzati da alte dissipazioni energetiche, le curve 'GBP' e 'DK' si discostano significativamente; in particolare in questo caso l'utilizzo della formulazione 'DK', basata sull'approccio di Jacobsen, sovrastima lo smorzamento e quindi sottostima gli spostamenti attesi. Una volta determinati gli smorzamenti elastico e isteretico, è possibile sommarli per calcolare lo smorzamento totale.

Dopo aver introdotto il metodo di progettazione agli spostamenti è quindi possibile entrare nel merito della progettazione dei sistemi con tecnologia rocking. I principali criteri utilizzati per la progettazione di tali pareti prevedono di: impedire lo scorrimento a taglio alla base e lo snervamento dei cavi post-tesi, evitare la rottura dei dispositivi dissipativi (soprattutto se inseriti all'interno della parete), prevenire la perdita di integrità della parete e limitare quanto possibile le perdite di rigidità (Restrepo et al., 2007).



Lo scorrimento a taglio può causare effetti sul pretensionamento dei cavi e sull'integrità dei dissipatori. Per controllarlo è opportuno verificare la seguente disuguaglianza:

$$\frac{h_{eff}}{l_w} \geq \frac{\omega_d \omega_k \omega_f}{2\mu_f} \quad (49)$$

dove  $h_{eff}$  è l'altezza che intercorre tra la base della parete e la risultante delle azioni orizzontali per il primo modo di vibrare (cioè il modo predominante per i sistemi rocking),  $l_w$  è la larghezza della parete,  $\mu_f$  è il coefficiente di attrito statico,  $\omega_d$  è il rapporto tra il coefficiente di attrito statico e quello di attrito dinamico,  $\omega_k$  è un fattore che tiene conto dell'incremento di taglio dovuto alla presenza di pareti di diversa lunghezza all'interno della struttura, mentre  $\omega_f$  è il rapporto tra la risultante delle azioni orizzontali ottenuta da analisi statica equivalente e quella dovuta a sollecitazione dinamica. Il coefficiente  $\mu_f$  è assunto pari a 0.7 (Crisafulli et al., 2002), il coefficiente  $\omega_d$  è posto pari a 1.2 (Fronteddu et al., 1998), il fattore  $\omega_f$  può assumere valori compresi tra 1.3 e 1.8 (Paulai et al., 1992), mentre la determinazione del valore assunto dal coefficiente  $\omega_k$  richiede analisi più approfondite (Rutenberg et al., 2002). Ci sono inoltre diversi metodi passivi per prevenire lo scorrimento a taglio alla base della parete, tra i quali l'inserimento di spinotti metallici, chiavi a taglio, catene e dispositivi dissipativi (Priestley et al., 1999; Holden et al., 2003; Toranzo, 2002).

Per tenere sotto controllo la forza di pretensione dei cavi è necessario consentire agli stessi di essere non aderenti rispetto alla superficie interna della parete in modo da minimizzare l'incremento di sforzo dovuto all'apertura all'interfaccia parete-fondazione e ritardare lo snervamento (e quindi la perdita dello stato di pretensionamento). Per movimenti ciclici, quali ad esempi quelli a cui la parete risulta sottoposta se soggetta a scuotimento sismico del terreno, è preferibile posizionare i cavi al centro della parete al fine di massimizzare la capacità di rotazione della stessa e minimizzare l'allungamento dei tiranti. Il livello di pretensione adottato per i cavi post-tesi può influenzare in modo significativo il comportamento dinamico della parete (Hassanli et al., 2016). È opportuno che i tiranti rimangano sempre in campo elastico. Deve essere quindi rispettata la seguente disequazione (Restrepo et al., 2007):

$$F_{po} \leq F_{pp} - \frac{E_{ps} A_{tp} (d_{ps} - c)}{l_{ps}} \theta_{ls} \quad (50)$$

dove  $F_{po}$  è la forza di pretensione dei tiranti a seguito della sollecitazione sismica,  $F_{pp}$  è la forza corrispondente al limite di proporzionalità (cioè il valore superato il quale i cavi escono

## 1. ROCKING SYSTEMS

dal regime elastico-lineare),  $E_{ps}$  è il modulo elastico dei tiranti,  $A_{tp}$  è l'area totale dei cavi,  $d_{ps}$  è la distanza che intercorre tra il tirante più lontano dall'asse neutro e le fibre più compresse al piede della parete,  $l_{ps}$  è la lunghezza totale dei cavi (di solito assunta uguale all'altezza totale della parete),  $\theta_{is}$  è il 'drift ratio' che si sviluppa in corrispondenza dello snervamento del cavo post-teso più sollecitato, infine  $c$  è la distanza tra le fibre più compresse alla base della parete e l'asse neutro. Nel caso di parete rettangolare, il valore di  $c$  può essere stimato attraverso la seguente formulazione:

$$c \cong \frac{P_u + 0.9F_{pp} + F_{ed} + 1.4f'_c b_e c_c}{1.4f'_c b_e} \quad (51)$$

dove  $P_u$  è l'azione assiale dovuta ai carichi gravitazionali,  $F_{ed}$  è la forza ultima di trazione dei dissipatori,  $f'_c$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo alla base,  $b_e$  è l'effettivo spessore della porzione di calcestruzzo confinato e  $c$  è il copriferro (assunto generalmente pari a 4cm). Le ipotesi che stanno alla base delle formulazioni qui riportate prevedono che la resistenza del cls confinato sia ottenuta incrementando il valore di  $f'_c$  del 40%, che al limite di snervamento dei cavi post-tesi i dissipatori sviluppino una deformazione assiale maggiore della metà della deformazione ultima  $\epsilon_{su}$ , il che significa approssimare la forza nei dissipatori a quella ultima, e infine che la forza totale dei tiranti sia almeno pari al 90% della forza limite di snervamento. Per quanto riguarda quest'ultima ipotesi, è opportuno notare che nell'appendice B delle Norme Tecniche Neozelandesi (NZS3101, 2006) è suggerito invece l'utilizzo di una deformazione iniziale dei cavi post-tesi  $\epsilon_{PT}$  inferiore o uguale al 90% della deformazione a snervamento  $\epsilon_{PT,yield}$  degli stessi (Marriott et al., 2008).

La variazione delle sollecitazioni nei tiranti non aderenti è stata ampiamente studiata da Henry et al. (2012) attraverso 32 test sperimentali condotti su pareti con tecnologia rocking caratterizzate da differenti rapporti base/altezza, spessori, classi di calcestruzzo e infine quantità, posizione e livello di pretensione dei cavi post-tesi non aderenti. In ogni parete i tiranti sono stati ancorati all'estremità inferiore della fondazione e sono stati collocati all'interno di appositi fori che si sviluppano lungo tutta l'altezza della parete. Per ridurre al minimo l'influenza del materiale utilizzato, è stato inserito un sottile strato di gesso ad alta resistenza in corrispondenza dell'interfaccia parete-fondazione. Le pareti sono prive di qualsiasi rinforzo alla base e alle estremità. I risultati sperimentali ottenuti sono stati confrontati con quanto previsto dai modelli analitici. Sulla base di queste analisi è stato possibile definire una relazione tra la rotazione ultima alla base della parete  $\theta_{cu}$  e il rapporto tra la lunghezza di ancoraggio dei tiranti  $l_p$  e la larghezza della parete  $l_w$ .

$$\theta_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{8} \cdot \left( \frac{l_p}{l_w} \cdot \frac{l_w}{f_c} \cdot \frac{f_c'}{f_c} \right)^{0.7} \quad (52)$$

Nell'equazione precedente,  $f_c$  è lo sforzo iniziale assiale del calcestruzzo e  $f_c'$  è lo sforzo a rottura. Henry et al. (2012) definisce inoltre il valore dello sforzo di pretensione dei tiranti  $f_{ps}$ , associato al valore di forza nominale a flessione, nel seguente modo:

$$f_{ps} = f_{se} + \left( \frac{\varepsilon_{cu} E_{ps}}{8l_p} \right) \cdot \left( \frac{l_p f_c'}{l_w f_c} \right)^{0.7} \cdot \left[ d_i - 1.36 \cdot \left( \frac{f_c l_w}{\alpha \beta f_c'} \right) \right] \leq f_{py} \quad (53)$$

dove  $f_{se}$  è lo sforzo di pretensione iniziale associato ai tiranti,  $E_{ps}$  è il modulo elastico degli stesi,  $d_i$  indica la distanza dal lembo compresso più distante al centro dell' $i$ -esimo tirante,  $\alpha$  è un fattore che serve a determinare la media delle deformazioni nel diagramma equivalente del calcestruzzo (cioè definito dal 'rectangular stress-block') ed è assunto pari a 0.85 (ACI 318, 2005),  $\beta$  è un fattore che indica la lunghezza del diagramma equivalente del calcestruzzo ed è assunto pari a 0.8 ed infine  $f_{py}$  è lo sforzo a snervamento dei cavi post-tesi. I cavi devono perciò rimanere in campo elastico. I risultati presenti nello studio di Henry et al. (2012) confermano che il modello previsionale ottenuto con l'equazione di cui sopra approssima bene quello a elementi finiti con un errore massimo pari al 6%.

Per quanto concerne la progettazione di dispositivi dissipativi caratterizzati da barre in acciaio con sezione ridotta all'interfaccia parete-fondazione è opportuno garantire che il contributo di compressione dato dalla somma dei carichi gravitazionali  $P_u$  e dalla forza di pretensione dei cavi  $F_{po}$  sia maggiore della forza di trazione ultima dei dissipatori  $F_{ed}$ . È quindi possibile ricavare l'area minima totale dei dissipatori riferita al segmento di sezione ridotta  $A_{sd}$  attraverso la seguente disequazione:

$$A_{sd} \leq \frac{2}{3} \cdot \frac{P_u + F_{po}}{f_y} \quad (54)$$

dove il valore  $2/3$  indica approssimativamente il rapporto tra la forza di snervamento e quella ultima dei dissipatori. È inoltre opportuno verificare che, in corrispondenza dello stato limite di salvaguardia della vita, la lunghezza minima del segmento di sezione ridotta sia tale per cui il livello di drift  $\theta_{ls}$  sia inferiore a  $2/3\varepsilon_{su}$ , cioè:

## 1. ROCKING SYSTEMS

$$l_e = \frac{3}{2} \cdot \frac{\theta_{ls}}{\varepsilon_{su}} (d_{ed} - c) \quad (55)$$

in cui  $d_{ed}$  è la distanza del dissipatore più lontano dal lembo compresso alla base della parete e  $\varepsilon_{su}$  è la deformazione assiale ultima a trazione del dissipatore. Rahman e Restrepo (2000) suggeriscono di utilizzare una lunghezza del tratto dei dissipatori a sezione ridotta compresa tra  $l_e$  e  $1.5l_e$ .

Una volta definiti i parametri principali dei cavi post-tesi e dei dissipatori è possibile calcolare il momento resistente delle pareti rocking prefabbricate. Esso è ottenuto dalla combinazione dei contributi dei cavi post-tesi  $M_p$  e dei dispositivi dissipativi  $M_s$ .

$$M_n = M_s + M_p + M_g \quad (56)$$

dove  $M_n$  è il momento nominale resistente alla base della parete e  $M_g$  è il contributo dovuto ai carichi esterni applicati. Il contributo relativo fornito dai dispositivi dissipativi e dai cavi post-tesi sulla resistenza della parete può essere valutato attraverso l'introduzione del parametro  $\lambda$  (Kurama, 2005). Un aumento del coefficiente  $\lambda$  produce un aumento della dissipazione energetica della parete, ma una diminuzione della capacità ricentrante, e viceversa.

$$\lambda = \frac{M_s}{M_p + M_g} \quad (57)$$

Gli studi condotti da Mpampatsikos (2009) mostrano che il valore di  $\lambda$  alle condizioni di progetto è leggermente superiore al valore limite corrispondente allo snervamento dei dispositivi dissipativi alla base della parete ( $\lambda_{min}$ ). In particolare, il rapporto tra  $\lambda_{min}$  e  $\lambda$  è di solito compreso tra 1.04 ( $\lambda$  pari a 1) e 1.12 ( $\lambda$  pari a 3).

Per evitare spostamenti residui, è opportuno utilizzare un valore di  $\lambda$  superiore a 1.2, in accordo a quanto previsto da Pampanin et al. (2001). Infine, per assicurare una capacità dissipativa sufficiente a mantenere lo spostamento massimo in testa alla parete inferiore allo spostamento di progetto, è opportuno che  $\lambda$  sia inferiore a 3.

È infine importante limitare il valore della profondità dell'asse neutro per garantire la stabilità della risposta isteretica ed evitare la nascita di fenomeni di instabilità nel piano ortogonale allo sviluppo della parete, cioè nel fuori piano (Rahman et al., 2000; Perez et al., 2003). Per far ciò è necessario limitare il rapporto tra il valore dell'asse neutro e la lunghezza della parete stessa. Per elementi strutturali precompressi, al fine di assicurare una rottura duttile

a stato limite di salvaguardia della vita e una risposta isteretica stabile, è opportuno rispettare la seguente indicazione (SNZ, 1995):

$$\zeta = \frac{c}{l_w} \leq 0.15 \quad (58)$$

Valori superiori di  $\zeta$  possono causare una perdita di rigidità iniziale della parete a seguito della fase di decompressione e compromettere la stabilità della stessa. Le formulazioni riportate sono state verificate per mezzo di test sperimentali condotti da Restrepo et al. (2007). Nel caso specifico sono state considerate pareti identiche dal punto di vista geometrico e dei cavi post-tesi presenti, ma differenti dal punto di vista dei dissipatori utilizzati e dal confinamento adottato alla base. A seguito delle prove sperimentali condotte in regime quasi-statico le pareti evidenziano minimi danni strutturali, sia se sottoposte a terremoti moderati sia di grande intensità, e spostamenti residui pressoché nulli. Le pareti senza dissipatori hanno evidenziato leggeri danni alla base dovuti all'espulsione del copriferro alle estremità. Invece le pareti con dissipatori alla base non hanno evidenziato danni e sono state caratterizzate da spostamenti residui al termine della prova. L'efficienza dei dissipatori è inoltre confermata dal raggiungimento del 14% dello smorzamento viscoso equivalente. Nel caso si verificassero delle perdite di integrità alla base della parete, è possibile intervenire attraverso la sostituzione della porzione danneggiata con del calcestruzzo fibro-rinforzato (Preti et al., 2015). Inoltre, questo intervento consente di ridurre i costi di riparazione ed estendere la vita utile della parete.

Il momento alla base della parete è incassato interamente dai cavi post-tesi, i quali devono rimanere in campo elastico, o dai dissipatori. Per questo motivo l'armatura a flessione all'interno della parete è dimensionata per rispettare i requisiti minimi richiesti per le pareti tradizionali. Nello specifico, definita la zona di estremità (indicata con pedice 1) in cui concentrare l'armatura a flessione (di estensione pari al 20% della lunghezza della parete) e la zona centrale (indicata con il pedice 2), si impone un minimo di armatura:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{A_{pilastrino}} > 0.01 \quad (59)$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{A_{central}} > 0.002 \quad (60)$$

## 1. ROCKING SYSTEMS

Da queste relazioni è quindi possibile ricavare il valore minimo di armatura longitudinale da inserire all'interno della parete.

Al fine di limitare l'azione assiale e garantire la duttilità della parete è opportuno verificare che:

$$v = \frac{N_{SLU} + F_{PT}}{l_w t_w f_{cd}} < 0.55 \quad (61)$$

dove  $N_{SLU}$  è l'azione assiale sollecitante a stato limite ultimo,  $F_{PT}$  è la forza totale impressa dalla post tensione della parete e  $f_{cd}$  è lo sforzo a compressione di progetto del calcestruzzo. Per la verifica a taglio si fa riferimento alla normativa (NTC, 2008; Circolare 617, 2009; NTC, 2018) che stabilisce che:

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rds}; V_{Rdc}\} > V_{Ed} \quad (62)$$

$$V_{Rdc} = 0.9 \alpha_c d b_w f_{cd} \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \alpha} \quad (63)$$

$$V_{Rds} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (64)$$

dove  $V_{Ed}$  è il taglio sollecitante,  $\theta$  è l'angolo di inclinazione dei puntoni compressi (ipotizzando uno schema deformativo del tipo a traliccio di Morsch) assunto pari a  $45^\circ$ ,  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dei tiranti (assunto pari a  $90^\circ$ ),  $\alpha_c$  è un parametro del calcestruzzo assunto pari ad uno,  $f_{ywd}$  è la tensione di snervamento delle staffe (cioè dell'armatura trasversale di confinamento),  $b_w$  è la larghezza della parete e  $d$  è la distanza dal bordo della parete al baricentro della zona compressa, cioè al centro del pilastro compresso di estremità.

Oltre a quanto precedentemente definito in merito allo scorrimento è opportuno verificare che la forza di attrito sviluppata all'interfaccia parete-fondazione sia sufficiente da impedire la traslazione orizzontale (Kurama et al., 1999):

$$V_{SS} > V_{\max} \quad (65)$$

$$V_{SS} = \mu (P_{SS} + N_{wd}) \quad (66)$$

$$V_{\max} = V_{b1_{\max}} + (D_m m_{tot} PGA) \quad (67)$$

dove  $V_{b1max}$  è il taglio alla base ottenuto considerando il primo modo di vibrare,  $D_m$  è un coefficiente che tiene in considerazione l'effetto dei modi di vibrare superiori,  $m_{tot}$  è la massa totale, PGA (cioè 'Peak Ground Acceleration') è l'accelerazione orizzontale massima al suolo (su suolo rigido di tipo A e categoria topografia T<sub>1</sub>),  $\mu$  è il coefficiente di attrito (per parete scarificate all'interfaccia con la fondazione può essere assunto un valore pari a 0.7),  $P_{SS}$  è la forza di post-tensione residua (ottenuta dal prodotto tra lo sforzo di post-tensione residuo e l'area dei cavi) e  $N_{wd}$  è l'azione sollecitante agente sulla parete. Il valore di  $D_m$  può essere ricavato attraverso la seguente relazione:

$$D_m = \frac{m_{tot} - m_{p1} + 0.7m_{p2}}{m_{tot}} \quad (68)$$

dove  $m_{p1}$  e  $m_{p2}$  sono, rispettivamente, la massa associata al primo e al secondo modo di vibrare della struttura.

Nel caso di parete gettata in opera, con armatura a flessione passante da un piano al successivo, lo slittamento è impedito dall'effetto a spinotto che tali armature creano.

$$V_{Rds} = \min \left\{ 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}}; 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} \right\} \quad (69)$$

Nell'equazione precedente,  $V_{Rds}$  è la resistenza a spinotto offerta dalle armature verticali passanti,  $A_{sj}$  è la somma delle aree delle barre verticali passanti,  $f_{cd}$  è lo sforzo a compressione di progetto del calcestruzzo e  $f_{yd}$  è lo sforzo a snervamento delle barre in acciaio.

Nel caso di pannelli prefabbricati è invece importante verificare che non si verifichino degli scorrimenti in corrispondenza delle interfacce ai vari piani. In questo caso è necessario inserire delle armature verticali passanti da un piano all'altro, dimensionate in modo che l'effetto spinotto possa impedirne lo slittamento.

### Criteri di Modellazione / Modeling Criteria

Per quanto riguarda i criteri di modellazione dei sistemi rocking e ibridi, negli ultimi anni sono state sviluppate differenti proposte per la modellazione a elementi finiti di tali sistemi e sono stati sviluppati numerosi software al fine di cogliere nel miglior modo possibile, ad esempio, l'apertura del gap all'interfaccia parete-fondazione, la pretensione dei cavi post-tesi non aderenti, i picchi di accelerazione generati alla base e la dissipazione energetica del sistema. I principali modelli presenti in letteratura utilizzano elementi a plasticità concentrata (Palermo et al., 2007), elementi a fibre all'interfaccia parete-fondazione (Sakai et al., 2004;

## 1. ROCKING SYSTEMS

Nema, 2018) e molle distribuite o concentrate alla base (Marriott et al., 2008; Marriott et al., 2011; Guerrini et al., 2013).

Belleri et al. (2013) propone una modellazione del sistema rocking, cioè privo di elementi dissipativi alla base, attraverso l'utilizzo di elementi tridimensionali (costituiti da elementi solidi di tipo 'brick elements') o bidimensionali (cioè elementi piani di tipo 'plane stress elements') per la parete e bielle, cioè elementi finiti incernierati a entrambe le estremità, per i cavi post-tesi. I modelli sono stati implementati all'interno dei software Abaqus (2011) e MidasGen (2012). Le proprietà inelastiche del calcestruzzo sono state prese in considerazione utilizzando un modello plastico in grado di cogliere il danneggiamento dello stesso, con parametro di viscosità pari a 0.0004. È stato modellato il contatto tra la parete e la fondazione considerando in direzione tangenziale un comportamento ruvido all'interfaccia, cioè con la presenza di attrito in modo da evitare lo slittamento della parete, e di puro contatto in direzione normale (sotto sforzi di compressione). Così facendo sono consentiti gli spostamenti verticali, cioè l'apertura di fessura alla base della parete, ma è evitato lo scorrimento orizzontale. I cavi post-tesi sono stati incernierati alla base e connessi rigidamente in sommità. Sono state definite tre fasi di carico nella modellazione: la prima per settare le condizioni al contorno e applicare i carichi gravitazionali, la seconda per applicare la forza di pretensione su ciascun cavo post-teso e la terza per eseguire l'analisi non lineare di tipo statico o dinamico. È stata effettuata una diversa discretizzazione della parete; cioè caratterizzata da elementi più grandi in sommità (di larghezza pari a 200mm) ed elementi di dimensione inferiore (fino a una larghezza minima pari a 25mm) man mano ci si sposta verso la base della parete. In questo modo è possibile cogliere gli effetti locali durante l'apertura del gap alla base. La fondazione è stata considerata rigida e quindi il suo modulo elastico è stato incrementato di due ordini di grandezza rispetto a quello tipico di un calcestruzzo ordinario. Per la definizione delle caratteristiche del calcestruzzo confinato è stato utilizzato il legame isteretico proposto da Mander (1988). Infine, è stata eseguita una modellazione monodimensionale della parete rocking utilizzando tre differenti metodologie: la prima con elementi a fibre alla base (Fb), la seconda modellando in corrispondenza dell'interfaccia parete-fondazione un letto di molle traslazionali agenti in sola compressione (MS) e la terza inserendo alla base una molla rotazionale (RS) in grado di simulare il comportamento della parete. In tutti e tre i modelli è stato utilizzato lo smorzamento alla Rayleigh proporzionale a masse e rigidezze con coefficiente di smorzamento pari al 3% (per analisi dinamiche non lineari). Per quanto riguarda il modello a fibre, sono state discretizzate tutte le sezioni alla base della parete (utilizzando legami isteretici per calcestruzzo confinato



e non). Nello specifico, in corrispondenza della sezione di interfaccia parete-fondazione non sono state introdotte barre longitudinali e il calcestruzzo è stato considerato agente in sola compressione. Non sono stati introdotti elementi a fibre oltre il primo piano della struttura in quanto il comportamento è stato ipotizzato elastico. Il modello a fibre è stato realizzato ipotizzando la conservazione delle sezioni piane a seguito dell'analisi. Questa ipotesi è in contrasto con la distribuzione delle deformazioni nella zona di discontinuità della parete rocking che si estende dall'interfaccia parete-fondazione fino approssimativamente ad un'altezza pari alla larghezza della parete. Sulla base delle assunzioni fatte, la prima sezione alla base della parete esibirà un comportamento a trazione dovuto alle barre longitudinali durante la fase di sollevamento che chiaramente viola l'equilibrio. Per questo motivo questa modellazione è adatta per descrivere il comportamento globale della parete, per esempio in termini di taglio-rotazione alla base, ma inappropriata per rappresentare il comportamento locale della stessa, per esempio la distribuzione delle deformazioni e l'estensione della zona di contatto.

I cavi post-tesi sono stati modellati come bielle incernierate alla base e connesse rigidamente in sommità. Non è stata considerata l'interazione tra i cavi post-tesi e il tubo all'interno in cui vengono posti per renderli non aderenti (rispetto alla superficie interna della parete) durante la rotazione del sistema.

Il modello con molle traslazioni alla base (Belleri et al., 2013) è invece caratterizzato da un letto di molle, nello specifico 25, che sono posizionate all'interfaccia parete-fondazione e sono agenti in sola compressione. La rigidità elastica di ciascuna molla è pari a  $EA/H$ , dove  $E$  è il modulo elastico della fondazione,  $A$  è l'area di influenza di ciascuna molla ed  $H$  è un valore pari al 15% della larghezza della parete; questo valore è stato definito in funzione di studi condotti sull'estensione dell'asse neutro. Sono state condotte molteplici analisi variando il numero di molle alla base: 99, 25 e 15. Queste analisi hanno evidenziato che il comportamento della parete è indipendente dal numero di molle inserite alla base. In Belleri et al. (2013) viene però suggerito di inserire almeno due molle nella zona di contatto all'interno della lunghezza dell'asse neutro.

L'ultimo modello, cioè quello con molla rotazionale concentrata alla base della parete, è caratterizzato dal solo comportamento non-lineare della molla stessa (è quindi il più semplice tra i tre modelli analizzati). Le difficoltà risiedono nella giusta definizione del comportamento non lineare della molla. Per la definizione del comportamento della molla rotazionale sono state utilizzate le formulazioni proposte da Restrepo e Rahman (2000, 2007). Secondo i loro studi è possibile definire la curva bilineare sperimentale utilizzando

## 1. ROCKING SYSTEMS

apposite formulazioni per la definizione dei punti  $(V_n, \Delta_y)$  e  $(V_0, \Delta_0)$ , rappresentati in Figura 17.

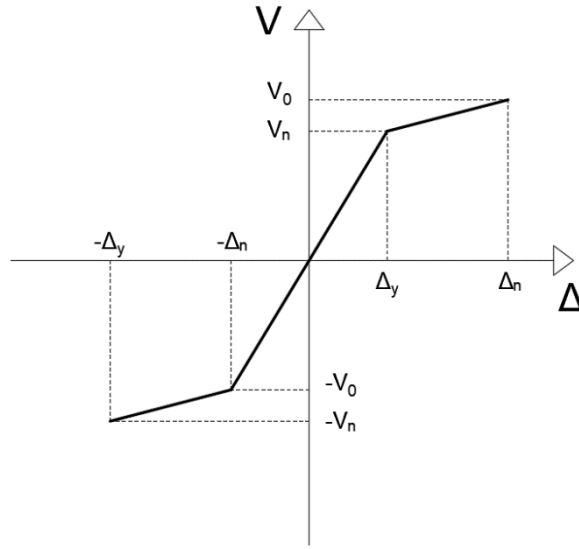


Figura 17. Rappresentazione bilineare del comportamento rocking secondo le formulazioni di Restrepo et al. (2016). / Bilinear elastic response of the rocking wall by Restrepo et al. (2016).

Dove  $V_n$  è la forza laterale in corrispondenza del limite di proporzionalità della parete,  $V_0$  è la forza in corrispondenza dello stato di prestazione richiesto,  $\Delta_y$  è lo spostamento orizzontale in corrispondenza del limite di proporzionalità della parete e  $\Delta_0$  è lo spostamento orizzontale in funzione del livello di prestazione richiesto alla parete. Nel caso di sistemi rocking, le equazioni utilizzate sono le seguenti (Rahman et al., 2000):

$$V_n = \frac{5}{12} \frac{l_w}{h_{eff}} P_T \quad (70)$$

$$\Delta_y = \frac{V_n h_{eff}^3}{3E_c I_g} \left( 1 + \frac{9I_g}{h_{eff}^2 A_g} \right) \quad (71)$$

$$V_0 = (P_u + F_{pp}) \frac{l_w - (c + c_c)}{2h_{eff}} \quad (72)$$

e

$$\Delta_0 = \frac{V_0 h_{eff}^3}{3E_c I_g} \left( 1 + \frac{9I_g}{h_{eff}^2 A_g} \right) + \frac{h_{eff}}{d_{ps}} \frac{f_{pp} - f_{p0}}{E_{ps}} l_{ps} \quad (73)$$

Mentre per sistemi ibridi le equazioni da utilizzare sono le seguenti:

$$V_n = (P_T + F_{edy}) \frac{\left(\frac{l_w}{2} - \frac{c}{3}\right)}{h_{eff}} \quad (74)$$

$$\Delta_y = \frac{V_n h_{eff}^3}{3E_c I_g} \left(1 + \frac{9I_g}{h_{eff}^2 A_g}\right) + \frac{\varepsilon_y L_d}{l_w/2-c} h_{eff} \quad (75)$$

$$V_0 = (P_u + F_{pp} + F_{ed}) \frac{l_w - (c + c_c)}{2h_{eff}} \quad (76)$$

Il calcolo di  $\Delta_0$  nel caso di sistemi ibridi o rocking è identico. Si suggerisce di utilizzare le equazioni per il calcolo di  $V_n$  e  $\Delta_y$  nel caso di sistemi ibridi con fattore  $\Lambda$ , cioè indice di dissipazione energetica, uguale o superiore a 0.285. Se l'indice dovesse risultare inferiore a 0.285, sarebbe opportuno effettuare un'interpolazione tra i risultati ottenuti con  $\Lambda$  pari a zero (caso rocking) e quelli ottenuti con  $\Lambda$  pari a 0.285 (caso ibrido). Il fattore  $\Lambda$  è definito nel modo seguente:

$$\Lambda = \frac{F_{ed}}{P_u + F_{pp} + F_{ed}} \quad (77)$$

dove  $l_w$  è la larghezza della parete,  $h_{eff}$  è la distanza tra la base della stessa e il punto di applicazione della risultante del primo modo di vibrare,  $P_T$  è la forza assiale di compressione totale della parete,  $F_{edy}$  è la forza in corrispondenza dello snervamento dei dissipatori,  $c$  è la distanza dell'asse neutro dalle fibre più compresse,  $E_c$  è il modulo elastico del calcestruzzo,  $I_g$  è il momento di inerzia della sezione,  $A_g$  è la sezione trasversale della parete,  $\varepsilon_y$  è la deformazione a snervamento dell'acciaio non pretensionato,  $L_d$  è la lunghezza della porzione dei dissipatori non aderenti alla base,  $l_w/2-c$  è la lunghezza di metà parete depurata della quantità  $c$ ,  $P_u$  è l'azione assiale dovuta ai soli carichi gravitazionali,  $F_{pp}$  è la forza di tensionamento dei cavi post-tesi in corrispondenza del limite di proporzionalità,  $c_c$  è lo spessore di copriferro nella direzione trasversale,  $F_{ed}$  è la forza ultima dei dissipatori,  $d_{ps}$  è la distanza del cavo post-teso più lontano dall'asse neutro alle fibre più compresse alla base della parete,  $f_{pp}$  è lo sforzo nominale al limite di proporzionalità dei cavi post-tesi,  $f_{p0}$  è lo sforzo nominale nei cavi post-tesi a seguito delle perdite,  $E_{ps}$  è il modulo elastico dei cavi post-tesi ed infine  $l_{ps}$  è la lunghezza totale non aderente dei cavi post-tesi. Studi hanno confermato la validità dell'utilizzo di legami trilineari o tetra lineari per la rappresentazione del comportamento forza-spostamento della parete rocking nel caso di prove monotone

## 1. ROCKING SYSTEMS

(Kurama, 1997; Kurama et al., 1998, 1999; El-Sheikh et al., 1999; Holden et al., 2003). Rahman e Restrepo (2000) suggeriscono invece l'utilizzo di un legame bilineare che risulta sufficientemente accurato per una fase preliminare di progettazione.

Tornando alla modellazione proposta da Belleri et al. (2013), i risultati numerici, dopo esser stati confrontati con quanto ottenuto sperimentalmente, hanno mostrato che i modelli tridimensionali e bidimensionali sono adatti per cogliere il comportamento locale della parete, principalmente l'estensione dell'asse neutro e le deformazioni a compressione alla base. Tra i modelli monodimensionali, invece, il modello a molle traslazionali è quello che meglio descrive il comportamento globale per quanto riguarda la risposta statica non lineare. Il modello monodimensionale con molla rotazionale risulta invece quello meno preciso e con esso non è possibile cogliere le eventuali interazioni che possono generarsi tra la parete e gli elementi circostanti.

Per quanto riguarda l'influenza dello smorzamento, si suggerisce l'utilizzo dello smorzamento proporzionale alla rigidità tangente, e non a quella iniziale perché conduce a risultati non conservativi dovuti allo sviluppo di forze fittizie di tipo viscoso (per i modelli a fibre e a molle traslazionali) o momenti (per il modello a molla rotazionale) alla base della parete che irrealisticamente causano un incremento della capacità della parete alla base e della dissipazione energetica aggiuntiva.

In Ma et al. (2005) sono proposte due tipologie differenti di modellazione per valutare il comportamento di pareti rocking in calcestruzzo armato soggette ad azione sismica. La prima prevede la modellazione della parete come sistema a un unico grado di libertà (SDoF) attraverso l'inserimento di una molla rotazionale alla base (opportunamente calibrata) e una massa in sommità. Il passaggio da sistema MDoF a sistema SDof può essere effettuato attraverso l'utilizzo della procedura DDBD.

La seconda modellazione consiste nella definizione di un elemento a masse concentrate con sezioni a fibre collocate alla base e all'interfaccia parete-fondazione, quest'ultima modellata con un letto di molle traslazionali agenti a sola compressione. I risultati ottenuti sono stati confrontati con quanto ottenuto sperimentalmente con tavola vibrante. Dal confronto è emerso che solo il primo modello, cioè quello con molla rotazionale alla base, permette di ottenere risultati analitici compatibili con quelli sperimentali. L'altra modellazione, essendo caratterizzata da diversi parametri, risulta invece difficilmente implementabile e tende ad amplificare i risultati sperimentali.

Trono (2014) ha sviluppato la modellazione tridimensionale di un pilastro con tecnologia rocking con molle traslazionali alla base (vedi Figura 18 con rappresentazione schematica

di tipo bidimensionale). Il modello è stato sviluppato con il software OpenSEES (Mazzoni et al., 2006).

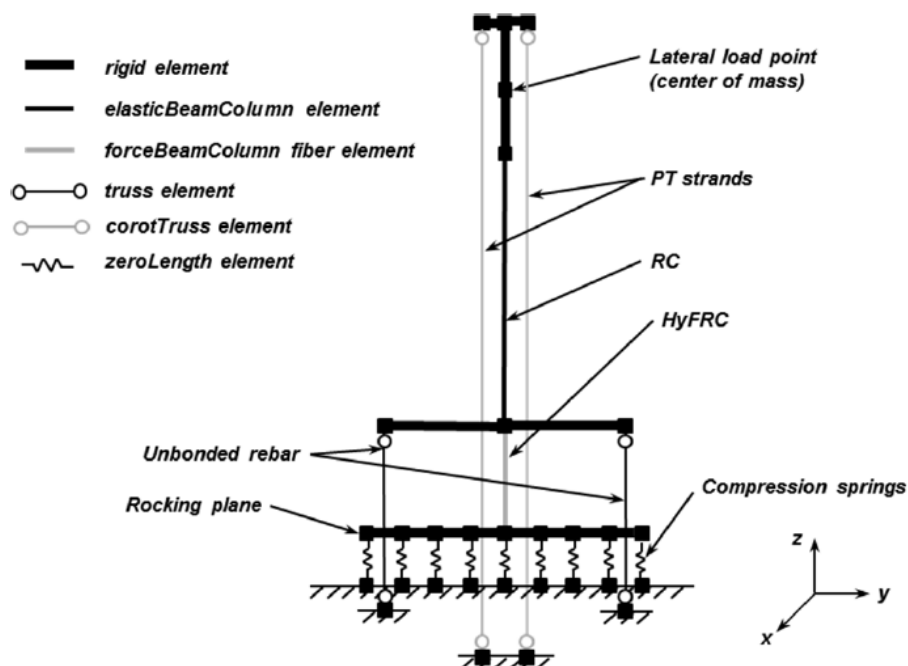


Figura 18. Rappresentazione del modello analitico 2D implementato in OpenSEES da Trono (2014). / 2D analytical model of the PT HyFRC column developed in OpenSEES by Trono (2014).

Il modello include la modellazione del comportamento ricentrante della parete, le barre non aderenti e i cavi post-tesi. I cavi post-tesi e le barre non aderenti sono modellate per mezzo di molle, mentre gli elementi del pilastro sono modellati con sezioni a fibre secondo l'approccio di Sakai e Mahin (2004). Il letto di molle traslazionali distribuite alla base del pilastro, agenti in sola compressione, permettono di catturare la risposta della struttura, con lo stesso approccio utilizzato da Marriott et al. (2011). Le molle sono realizzate con elementi di tipo 'zeroLength', cioè un particolare tipo di elementi presente all'interno del software OpenSEES (Mazzoni et al., 2006), caratterizzati da una lunghezza nulla. Queste molle permettono di definire le caratteristiche non-lineari. Avendo lunghezza nulla, ogni molla connette due punti con le stesse coordinate, il primo incastrato alla base, mentre il secondo vincolato nelle direzioni traslazionali  $x$  e  $y$ ; mentre nella direzione  $z$  della molla è inserito il comportamento non lineare di tipo forza-deformazione. Non è stato assegnato nessun comportamento a trazione alle molle alla base al fine di non inserire nessuna resistenza al sollevamento della parete durante la fase di rocking. La discretizzazione utilizzata alla base per la definizione della posizione delle molle è stata riportata in Figura 19.

## 1. ROCKING SYSTEMS

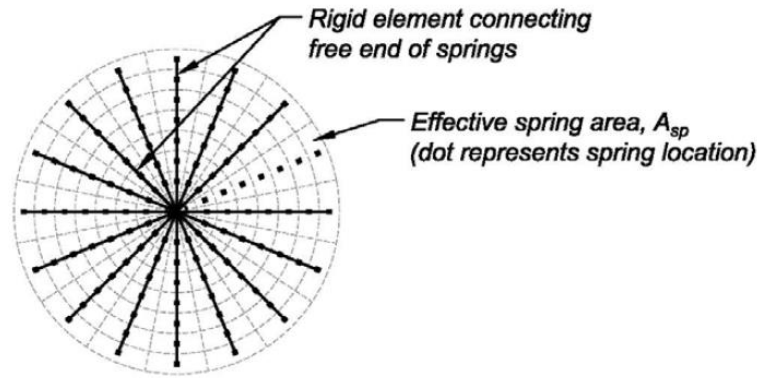


Figura 19. Discretizzazione della sezione alla base delle colonne per l'inserimento delle molle traslazionali (Trono, 2014).  
/ Discretization of the column cross section for HyFRC springs (Trono, 2014).

È stato infine utilizzato un comportamento del calcestruzzo di tipo 'Concrete03' (Mazzoni et al., 2006) e un legame di tipo 'Steel02' per le barre alla base non aderenti (Filippou et al., 1983). Nella zona di contatto è stato utilizzato un modello di tipo 'ElasticPPGap' per prevedere l'apertura di fessura.

Kalliontzis (2021) propone un confronto tra la modellazione FEM a elementi finiti realizzata da Nazari (2017) e l'approccio GDAA, cioè 'Generalized Dynamic Analysis Approach'. Il primo metodo è principalmente utilizzato per sistemi caratterizzati da drift superiori al 4-5%, mentre il secondo metodo per drift superiori al 10%; quest'ultimo metodo è infatti capace di simulare il danneggiamento del calcestruzzo e lo snervamento dei cavi post-tesi. La modellazione proposta da Nazari (2017) consiste in un modello a plasticità concentrata caratterizzato da una molla rotazionale alla base di tipo non lineare, espressa in termini di momento-rotazione. I dissipatori sono modellati con elementi a plasticità concentrata e sono collocati all'interfaccia parete-fondazione. La parete è modellata con elementi elastici. La massa sismica è collocata in corrispondenza del nodo di sommità. È stato utilizzato lo smorzamento alla Rayleigh proporzionale alla rigidezza tangente. Il collegamento parete-fondazione è realizzato con una molla con legame 'Uniaxial Material' di tipo 'Self-Centering' nel caso di modellazione della parete rocking (con fattore  $\beta$ , funzione dell'energia di dissipazione energetica, pari a 0.2).

Il secondo modello analizzato, definito 'GDAA', di tipo numerico, è caratterizzato invece da tre tipi di smorzamento: viscoso, isteretico (dovuto al danneggiamento alla base della parete e allo snervamento dei cavi post-tesi non aderenti) e di impatto. L'energia dovuta all'impatto è poco significativa nel caso di sistemi ibridi (Nazari et al., 2018). In questo modello tutte le deformazioni inelastiche sono concentrate alla base. I dissipatori sono stati modellati con molle assiali non lineari ed è stata fatta una discretizzazione a fibre alla base della parete

per meglio catturare le deformazioni a compressione. Le equazioni del moto sono state derivate dalle formulazioni di Hamilton (Baruh, 1999).

### *Sistema PreWEC / PreWec system*

Il PreWEC è un sistema costruttivo della famiglia delle strutture a setti, dove la resistenza all'azione sismica è fornita da cavi post-tesi non aderenti inseriti all'interno di setti con tecnologia rocking.

Cercando di fornire un rapido inquadramento dei sistemi PreWEC, il cui nome deriva da 'Precast concrete Wall with End Columns', essi sono utilizzati in aree caratterizzate da rischio sismico di media-alta intensità (Henry, 2011). Essi, a differenza delle pareti con tecnologia rocking, sono caratterizzati da cavi post-tesi non aderenti esterni alla parete e confinati all'interno di colonne laterali; quest'ultime collegate alla parete centrale per mezzo di dissipatori di tipo isteretico e/o viscoso. Questi sistemi permettono di risolvere alcuni dei problemi legati all'utilizzo delle pareti ibride, cioè la difficile riparabilità e sostituibilità dei dissipatori, quali ad esempio barre in acciaio non aderente posizionate all'interfaccia sotto-fondazione e la divisione della parete in due o più elementi, con conseguente riduzione della dimensione del braccio tra i cavi post-tesi e l'estremità compressa al piede della parete, a seguito del posizionamento di connettori a taglio di tipo dissipativo all'interno del muro stesso.

Inoltre, l'utilizzo dei sistemi PreWEC consente di ottenere alla base del sistema una capacità flettente superiore a quella presente alla base dei sistemi rocking tradizionali, ma con un danneggiamento inferiore e una facile sostituzione dei dissipatori. Questi ultimi saranno in grado di trasferire le forze tra parete e colonne adiacenti e dissipare grandi quantità di energia in presenza di grandi deformazioni inelastiche (Sritharan, 2008). Siccome durante l'evento sismico, a parità di spostamenti orizzontali in sommità, si possono verificare differenti spostamenti verticali relativi tra setti e pilastri adiacenti, si originano cicli isteretici associati ai dispositivi dissipativi asimmetrici. Sono stati condotti numerosi studi sperimentali e differenti modellazioni sui sistemi PreWEC (Aaleti et al., 2011; Henry, 2011; Kalliontzis, 2016; Twigden, 2016; Liu et al., 2018; Nazari et al., 2018, 2020).

Questo sistema è quindi un'evoluzione dei sistemi rocking tradizionali ed è stato implementato al fine di aumentare la quantità di energia dissipata e rendere questi dispositivi dissipativi facilmente riparabili o eventualmente sostituibili a seguito di un evento sismico. È quindi stato fondamentale l'inserimento delle "End Columns", cioè pilastri di estremità, tipicamente realizzati in acciaio o in calcestruzzo, che garantiscono un eventuale supporto

# 1. ROCKING SYSTEMS

per i carichi gravitazionali e all'interno dei quali vengono posizionati i cavi post-tesi per consentire anche ad essi di partecipare al meccanismo rocking (vedi Figura 20).

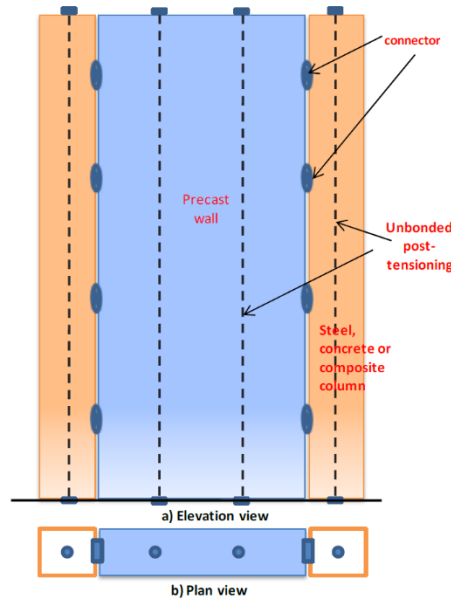


Figura 20. Sistema PreWEC (Aaleti et al., 2011). / PreWEC System (Aaleti et al., 2011).

Come per i sistemi rocking, anche per i sistemi PreWEC i cavi post-tesi hanno il compito fondamentale di riportare la struttura alla posizione originaria una volta terminato l'evento sismico, garantendo un drift residuo minimo; motivo per il quale è importante che restino sempre in campo elastico. Rispetto ai tradizionali sistemi rocking o ibridi, il sistema PreWEC consente di avere un maggiore braccio di leva tra la zona compressa e il cavo teso, paragonabile a quello dei setti gettati in opera che mostrano un maggiore momento resistente rispetto ai setti prefabbricati (Figura 21).

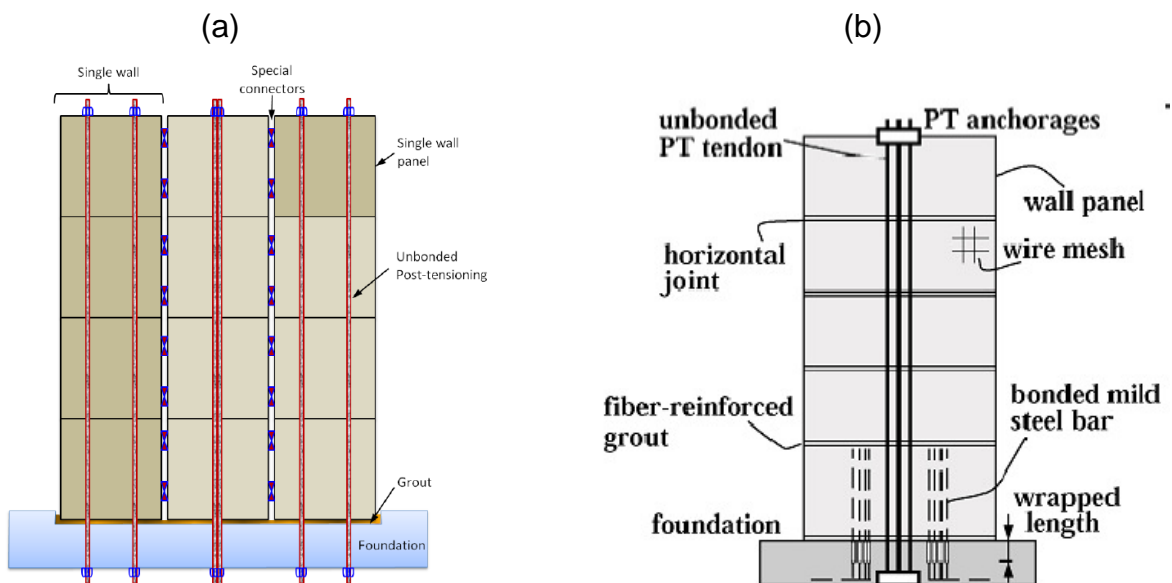


Figura 21. Sistema rocking (a) e ibrido (b) (Henry, 2011). / Rocking (a) and hybrid (b) system (Henry, 2011).



Un ulteriore vantaggio è rappresentato dalla facilità di individuazione del danno post sisma e dalla facile sostituzione degli elementi dissipativi. Gli elementi dissipativi ricoprono due compiti fondamentali nella dinamica del sistema: garantiscono il trasferimento delle forze verticali tra la parete e le colonne d'estremità fornendo un contributo a livello di momento resistente e consentono la dissipazione dell'energia.

In Nazari et al. (2018) sono presenti differenti analisi dinamiche su sistemi di tipo PreWEC in funzione dell'elemento isteretico utilizzato per la dissipazione. In particolare, viene sottolineata l'esigenza di prevedere per i sistemi dotati di cavi post-tesi non aderenti una dissipazione energetica almeno pari al 12.5%, che corrisponde a un rapporto di smorzamento viscoso equivalente pari al 8%, al fine di controllare gli spostamenti laterali e ripristinare la risposta dinamica del sistema al seguito del terremoto. Le colonne laterali sono progettate in modo tale da evitare la nascita di problemi di instabilità. Durante la modellazione del sistema PreWEC di tipo ricentrante, in Nazari et al. (2018) viene definita una prima molla con comportamento momento-rotazione di tipo non lineare sulla base del metodo proposto da Aaleti e Sritharan (2009), utilizzando un fattore beta (McKenna et al., 2000) pari a 0.2 al fine di catturare il valore limite di smorzamento registrato al piede della parete durante lo sviluppo della risposta non lineare del calcestruzzo. Una seconda molla rotazionale serve invece a catturare il momento resistente e la dissipazione energetica fornita dai dissipatori. Durante un evento sismico, l'energia sismica è dissipata attraverso i dispositivi viscosi associati al sistema PreWEC, i dispositivi isteretici che collegano il setto alle colonne laterali e grazie all'impatto del setto sulla fondazione durante il dondolio.

In Nazari et al. (2018) è sviluppata una formula semplificata per il calcolo dello smorzamento isteretico del sistema PreWEC in funzione dello spostamento laterale:

$$\xi_{con,D} = \frac{N_{con} \cdot F_{con,ave} \cdot \left( l_{con} - \frac{\Delta_{con,y}}{D} \right)}{\pi \cdot V_D \cdot H_s} \quad (78)$$

dove  $N_{con}$  è il numero totale dei connettori isteretici,  $F_{con,ave}$  è la media tra la forza a snervamento e la forza in corrispondenza di uno spostamento  $D$  dei connettori isteretici,  $l_{con}$  è la distanza tra il centro del connettore al punto di sollevamento collocato al piede della parete (desunto in funzione dell'estensione dell'asse neutro),  $\Delta_{con,y}$  è la deformazione a snervamento del connettore,  $V_D$  è la resistenza a taglio del sistema PreWEC sottoposto a uno spostamento  $D$  e, infine,  $H_s$  è l'altezza efficace del setto. ACI ITG-5.1 (2008) suggerisce l'utilizzo, per i sistemi PreWEC, di uno smorzamento equivalente almeno pari al 8% e uno

## 1. ROCKING SYSTEMS

spostamento laterale in sommità limitato al 2%. Twigden et al. (2019) suggerisce invece, per il calcolo dello smorzamento equivalente del sistema PreWEC, l'utilizzo della seguente equazione:

$$\xi_{eq} = \frac{\lambda}{\lambda+1} 5\% + \frac{1}{\lambda+1} 23.4\% \cdot 0.67 \quad (79)$$

dove il termine  $\lambda$  è definito dal rapporto tra la somma dei momenti dovuti ai carichi gravitazionali e ai cavi post-tesi e il momento dovuto alla dissipazione dei dispositivi dissipativi. L'utilizzo di questa equazione è coerente con le raccomandazioni contenute all'interno del PRESSS Design Handbook (Pampanin et al., 2010)

Le analisi condotte hanno permesso di osservare che il modello 'GDAA' risulta migliore nel cogliere la risposta locale della parete: per esempio la variazione dello sforzo nei cavi post-tesi e la lunghezza di contatto tra parete e fondazione. Mentre, per quanto riguarda la risposta globale, i due modelli utilizzano approcci differenti. Il modello FEM utilizza una legge isteretica predefinita che non considera il degrado, mentre il modello 'GDAA' definisce il comportamento globale del sistema sulla base della risposta locale nella zona di contatto parete-fondazione e nei cavi post-tesi non aderenti.

## *Referenze / References*

- M.J.N., Priestley, Overview of PRESSS research program. *PCI Journal* 36(4):50-57, 1991. Doi: 10.15554/pcij.07011991.50.57.
- Y.C. Kurama, S. Pessiki, R. Sause, L.-W. Lu, Seismic behavior and design of unbonded posttensioned precast concrete walls. *PCI Journal*, 44(3):72–89, 1999. Doi: 10.15554/pcij.05011999.72.89.
- Y.C. Kurama, R. Sause, S. Pessiki, L.-W. Lu, Lateral load behavior and seismic design of unbonded posttensioned precast concrete walls. *ACI Struct. J.*, 96(4):622–632, 1999. Doi: 10.14359/700.
- Y.C. Kurama, Seismic design of unbonded post-tensioned precast walls with supplemental viscous damping. *ACI Structural Journal*, 97(4):648-658, 2000.
- Y.C. Kurama, Seismic design of partially post-tensioned precast concrete walls. *PCI Journal*, 50(4):100-125, 2005. Doi: 10.15554/pcij.07012005.100.125.
- W.G. Housner, The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes, *Bull. Seismology Soc. Amer.*, 53:403–417, 1963.
- J.W. Meek, Effects of Foundation Tipping on Dynamic Response, *Journal of the Structure Division ASCE*, 101(7):1297-1311, 1975.
- M. Aslam, W.G. Godden, D.T. Scalise, Earthquake rocking response of rigid bodies, *J. Struct. Div.*, 106(2):377–392, 1980.
- Y. Kurama, R. Sause, S. Pessiki, L.-W. Lu, M. El-Sheikh, Seismic design and response of unbonded post-tensioned precast concrete walls. PRESSS Rep. No. 98/03 LU Rep. No. EQ-97-01, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa, 1998.
- J.B. Mander, C.T. Cheng, Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design, Technical report N° NCEER-97-0014, National Center for earthquake Engineering Research, Department of Civil and Environmental Engineering, State University of New York, Buffalo, 1997.
- J.J. Ajrab, G. Peckan, J.B. Mander, Rocking Wall-Frame Structures with Supplemental Tendon Systems, *Journal of Structural Engineering*, 130(6):895-903, 2004. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:6(895).
- M.J.N. Priestley, J.R.T. Tao, Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons, *PCI Journal*, 38(1):58-69, 1993. Doi: 10.15554/PCIJ.01011993.58.69.
- W.C. Stone, G.S. Cheok, J.F. Stanton, Performance of hybrid moment-resisting precast beam–column concrete connection subjected to cyclic loading, *ACI Structural Journal*. 92(2):229–249, 1995. Doi: 10.14359/1145.
- D. Seymour, S. Laflamme, Quasi-static analysis of rocking wall systems, Engineering Mechanics Institute, 2011.

## 1. ROCKING SYSTEMS

L. Fattori, *Analisi non lineare di un edificio in CA in zona sismica*, 2006.

A. Belleri, M. Torquati, P. Riva, *Finite element modeling of “rocking walls”*, 4<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering, 2013. Doi: 10.7712/120113.4706.C1213.

T. Holden, J.I. Restrepo, J.B. Mander, *Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls*. *J Struct Eng* 129(3):286-296, 2003. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:3(286).

J.F. Pérez, R. Sause, S. Pessiki, *Analytical and Experimental Lateral Load Behavior of Unbonded Posttensioned Precast Concrete Walls*, *Journal of structural engineering*, 1531, 2007. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1531).

J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, *Journal of Structural Engineering*, 114(8):1804–1826, 1988.

L.G. Cormack, *The design and construction of the major bridges on the Mangaweka Rail deviation*, *Transactions of the Institute of Professional Engineers of New Zealand*, 15:6-23, 1998.

Q.T. Ma, M.H. Khan, *Shake table tests of a stepping bridge model*, *The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.

Q.T. Ma, M.H. Khan, *Free vibration tests of a scale model of the South Rangitikei railway bridge*, *NZSEE Conference*, 2008.

D. Marriott, S. Pampanin, D. Bull, A. Palermo, *Dynamic testing of precast, post-tensioned rocking wall systems with alternative dissipating solutions*. *Bull N Z Soc Earthq Eng* 41(2):90-103, 2008. Doi: 10.5459/bnzsee.41.2.90-103.

L. Li, J.B. Mander, R.P. Dhakal, *Bidirectional cyclic loading experiment on a 3D beam–column joint designed for damage avoidance*, *Journal of Structural Engineering* 134(11): 1733–1742, 2008. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:11(1733).

G.W. Rodgers, K.M. Solberg, J.G. Chase, J.B. Mander, B.A. Bradley, R.P. Dhakal, L. Li, *Performance of a damage-protected beam–column subassembly utilizing external HF2V energy dissipation devices*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 37(13):1549–1564, 2008. Doi: 10.1002/eqe.830.

G.W. Rodgers, K.M. Solberg, J.B. Mander, J.G. Chase, B.A. Bradley, R.P. Dhakal, *High-force-to-volume seismic dissipators embedded in a jointed precast concrete frame*, *Journal of Structural Engineering* 138(3):375–386, 2010. Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000329.

T. Koshikawa, *Moment and energy dissipation capacities of post-tensioned precast concrete connections employing a friction device*, *Engineering Structures* 138:170–180, 2017. Doi: 10.1016/j.engstruct.2017.02.012.

L.L. Song, T. Guo, *Study on seismic performance of self-centering prestressed frames with web friction devices*, *Engineering Mechanics* 31(12):47–55, 2014. Doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.05.0425.

- L.L. Song, T. Guo, Z.L. Cao, Seismic response of self-centering prestressed concrete moment resisting frames with web friction devices, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 71:151–162, 2015. Doi: 10.1016/j.soildyn.2015.01.018.
- M.J.N. Priestley, The PRESSS Program – Current status and proposed plans for Phase III, *PCI Journal* 41(2):22-40, 1996. Doi: 10.15554/pcij.03011996.22.40.
- M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, 2007.
- M.J.N. Priestley, S. Sritharan, J.R. Conley, S. Pampanin, Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. *PCI J* 44(6):4267, 1999. Doi: 10.15554/pcij.11011999.42.67.
- J.I. Restrepo, A. Rahman, Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators. *J Struct Eng* 133(11):15601570, 2007. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560).
- G.W. Rodgers, J.C. Chase, J. Mander, R.P. Dhakal, K.M. Solberg, DAD post-tensioned concrete connections with lead dampers; analytical models and experimental validation, 8<sup>th</sup> Pacific Conference on Earthquake Engineering, 2007.
- F.G. Golzar, G.W. Rodgers, J.G. Chase, Nonlinear spectral design analysis of a structure for hybrid self-centering device enabled structures. *Structural Engineering Mechanical* 61(6):701-9, 2017. Doi: 10.12989/sem.2017.61.6.701.
- F.G. Golzar, G.W. Rodgers, J.G. Chase, Design and experimental validation of a recentring viscous dissipater, *Engineering Structures* 13:193-200, 2018. Doi: 10.1016/J.ISTRUC.2017.12.008.
- H. Roh, R.A. Reinhorn, Analytical modeling of rocking elements, *Engineering structures*, 31:1179-1189, 2009. Doi: 10.1016/j.engstruct.2009.01.014.
- G. Guerrini, J.I. Restrepo, Seismic response of composite concrete-dual steel shell columns for accelerated bridge construction. 7<sup>th</sup> National Seismic Conference on Bridges and Highways, MCEER, State University of New York, Buffalo, NY, 2013.
- G. Guerrini, J.I. Restrepo, A. Vervelidis, M. Massari, Self-centering precast concrete dual-steel-shell columns for accelerated bridge construction: seismic performance, analysis. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2015.
- R.S. Henry, N.J. Brooke, S. Sritharan, J.M. Ingham, Defining concrete compressive strain in unbonded post-tensioned walls. *ACI Struct J* 109(1):101–112, 2012.
- R.S. Henry, J.M. Ingham, S. Sritharan, Wall-to-floor interaction in concrete buildings with rocking wall systems. In: *Proceedings of the NZSEE Annual Conference*. Christchurch, New Zealand, 2012.
- Y.C. Kurama, Simplified seismic design approach for friction-damped unbonded post-tensioned precast concrete walls. *ACI Struct J* 98(5):705716, 2001. Doi: 10.14359/10624.
- S. Sritharan, S. Aaleti, R.S. Henry, K.Y. Liu, K.C. Tsai, Precast concrete wall with end columns (PreWEC) for earthquake resistant design. *Earthq Eng Struct D* 44(12):20752092, 2015. Doi: 10.1002/eqe.2576.

## 1. ROCKING SYSTEMS

B. Wang, S.Y. Zhu, Seismic behavior of self-centering reinforced concrete wall enabled by superelastic shape memory alloy bars. *Bull Earthq Eng* 16(1):479502, 2018. Doi: 10.1007/s10518-017-0213-8.

B.J. Smith, Y.C. Kurama, M.J. McGinnis, Design and measured behavior of a hybrid precast concrete wall specimen for seismic regions. *J Struct Eng* 137(10):1052-1062, 2011.

B.J. Smith, Y.C. Kurama, M.J. McGinnis, Behavior of precast concrete shear walls for seismic regions: comparison of hybrid and emulative specimens. *J Struct Eng* 139(11):1917-1927, 2013. Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000755.

X.L. Lu, H. Wu, Study on seismic performance of prestressed precast concrete walls through cyclic lateral loading test. *Mag Concrete Res* 69(17):878891, 2017. Doi: 10.1680/jmacr.16.00363.

L.A. Toranzo, J.I. Restrepo, J.B. Mander, A.J. Carr, Shake-table testes of confined-masonry rocking walls with supplementary hysteretic damping, *Journal of Earthquake Engineering*, 2009. Doi: 10.1080/13632460802715040.

A. Belleri, M.J. Schoettler, J.I. Restrepo, R.B. Fleishman, Dynamic behavior of rocking and hybrid cantilever walls in precast concrete building. *ACI Struct J* 111(3):661672, 2014. Doi: 10.14359/51686778.

M. Nazari, Seismic performance of unbonded post-tensioned precast wall systems subjected to shake table testing. Ph.D. Thesis, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, Iowa State University, Ames, Iowa, 2016.

S. Gavridou, J.W. Wallace, T. Nagae, T. Matsumori, K. Tahara, K. Fukuyama, Shake-table test of a full-scale 4-story precast concrete building. I: overview and experimental results, *J Struct Eng* 143(6):04017034, 2017. Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001756.

K.M. Twigden, R.S. Henry, Shake table testing of unbonded post-tensioned concrete walls with and without additional energy dissipation. *Soil Dyn Earthq Eng*, 2019. doi:10.1016/j.soildyn.2018.05.007. Doi: 10.1016/j.soildyn.2018.05.007.

B. Erkmen, A.E. Schultz, Self-centering behavior of unbonded, post-tensioned precast concrete shear walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(7):10471064, 2009. Doi: 10.2495/ERES070181.

V. Mpampatsikos, M.E. Bressanelli, A. Belleri, R. Nascimbene, A non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls, *Engineering Structures*, 2020. Doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110513.

H. Wu, Y. Zhou, W. Liu, Collapse fragility analysis of self-centering precast concrete walls with different post-tensioning and energy dissipation designs, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2019. Doi: 10.1007/s10518-019-00591-7.

F.J. Pérez, S. Pessiki, R. Sause, L.W. Lu, Lateral load tests of unbonded post-tensioned precast concrete walls. Special publication of large-scale structural testing, SP211-8, American Concrete Institute, Detroit, 161-182, 2003. Doi: 10.1016/B978-008044100-9/50055-3.

ACI ITG-5.1, Acceptance criteria for special unbonded post-tensioned precast structural walls based on validation testing, ACI Innovation Task Group 5, 2008.

- ACI ITG-5.2, Requirements for design of a special unbonded post-tensioned precast shear walls satisfying ACI ITG-5.1, ACI Innovation Task Group 5, 2009.
- M. Preti, A. Marini, G. Metelli, E.P. Giuriani, Full scale experimental investigation on a prestressed rocking structural wall with unbonded steel dowels as shear keys, Proceedings of the 13<sup>th</sup> Conference ANIDIS on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2009.
- M. Preti, E.P. Giuriani, Full scale experimental investigation on seismic structural walls, 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.
- M.J. Schoettler, A. Belleri, D. Zhang, J.I. Restrepo, R.B. Fleischman, Preliminary results of the shake-table testing for the development of a diaphragm seismic design methodology, PCI Journal 54(1):100-24, 2009. Doi: 10.15554/pcij.01012009.100.124.
- M.J.N. Priestley, Performance-Based Seismic Design, Proc. 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000. Doi: 10.5459/bnzsee.33.3.325-346.
- W.Y. Kam, S. Pampanin, A. Palermo, A. Carr, Self-centering Structural Systems with Combination of Hysteretic and Viscous Energy Dissipations, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 39(10):1083-1108, 2010. Doi: 10.1002/eqe.983.
- M.J.N. Priestley, D.N. Grant, C.A. Blandon, Direct displacement-based seismic design, NZSEE Conference, 2005.
- M.A. Rahman, S. Sritharan, Force-Based Versus Displacement-Based Design of Jointed Precast Prestressed Wall Systems, Engineering, 2011. Doi: 106835960.
- M. Rahman, S. Sritharan, An evaluation of force-based design vs. direct displacement-based design of jointed precast post-tensioned wall systems, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006. Doi: 10.1007/S11803-006-0620-3.
- M.J.N. Priestley, Direct displacement-based design of precast/prestressed concrete buildings, PCI Journal, 47(6):66-80, 2002. Doi: 10.15554/pcij.11012002.66.79.
- M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, G.H. Powell, Displacement-Based Seismic Design of Structures, Earthquake Spectra 24(2), 2008. Doi: 10.1193/1.2932170.
- G.M. Calvi, M.J.N. Priestley, M.J. Kowalsky, Displacement-Based Seismic Design of Structures, 2008. Doi: 10.1002/eqe.807.
- D. Pennucci, G.M. Calvi, T.L. Sullivan, Displacement-based design of precast walls with additional dampers, Journal of Earthquake Engineering, 2009. Doi: 10.1080/13632460902813265.
- A. Rahman, J.I. Restrepo, Earthquake resistant precast concrete buildings: Seismic performance of cantilever walls prestressed using unbonded tendons, Research report N°2000-5, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 2000.
- D.N. Grant, C.A. Blandon, M.J.N. Priestley, Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design, Research Report Rose 03, 2005.
- H. Dwairi, M. Kowalsky, Investigation of Jacobsen's Equivalent Viscous Damping Approach as Applied to Displacement-Based Seismic Design, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, 228, 2004.

## 1. ROCKING SYSTEMS

F.J. Crisafulli, J.I. Restrepo, R. Park, Seismic design of lightly reinforced precast rectangular wall panels, *PCI Journal*, 47(4):104-121, 2002. Doi: 10.15554/pcij.07012002.104.121.

L. Fronteddu, P. Léger, R. Tinawi, Static and dynamic behavior of concrete lift joint interfaces, *Journal of Structural Engineering*, 124(12):1418-1430, 1998.

T. Paulai, M.J.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley, New York, 1992. Doi: 10.1002/9780470172841.

A. Rutenberg, E. Leibovich, On the lateral force distribution among structural walls in multistorey buildings, *Bulletin of the New Zealand Soc. For Earthquake Engineering*, 35(4):231-242, 2002. Doi: 10.5459/BNZSEE.35.4.231-242.

L. A. Toranzo, *The use of rocking walls in confined masonry structures: a performance-based approach [Doctoral, thesis]*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 2002.

R. Hassanli, M.A. Elgawady, J.E. Mills, Force-displacement behavior of unbonded post-tensioned concrete walls, *Engineering Structures*, 106:495-505, 2016. Doi: 10.1016/j.engstruct.2015.10.035.

NZS3101, *Concrete Structures Standard: Part 1-The Design of Concrete Structures*. Wellington: Standards New Zealand, 2006.

V. Mpampatsikos, *DDBD of Rocking Walls with Mild Steel Dissipaters*, A Thesis Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy in Earthquake Engineering, 2009.

V. Mpampatsikos, D. Bolognini, R. Nascimbene, Assessment of the equivalent viscous damping ratio for hybrid wall-to-foundation connections of precast wall panels, *Compdyn*, Greece, 2009.

S. Pampanin, M.J.N. Priestley, S. Sritharan, Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections, *Journal of Earthquake Engineering*, 5(3):329-367, 2001. Doi: 10.1080/13632460109350397.

Standards New Zealand (SNZ), *Concrete structures standard. Part 1: The design of concrete structures; and Part 2: Commentary on the design of concrete structures*, New Zealand, 1995.

M. Preti, A. Meda, RC Structural Wall with Unbonded Tendons Strengthened with High-Performance Fiber-Reinforced Concrete, *Materials and Structures*, 48:249-260, 2015. Doi: 10.1617/s11527-013-0180-8.

D.M. 14/01/2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, 29, 2008.

Circolare n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni'* di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, 47, 2009.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*, *Gazzetta ufficiale della Repubblica Italiana*, Decreto del 17 gennaio, 2018.



- A. Palermo, S. Pampanin, D. Marriott, Design, Modeling, and Experimental Response of Seismic Resistant Bridge Piers with Posttensioned Dissipating Connections. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, 133(11):1648-1661, 2007. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445.
- J. Sakai, S.A. Mahin, Analytical Investigations of New Methods for Reducing Residual Displacements of Reinforced Concrete Bridge Columns. PEER Report 2004/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2004.
- A. Nema, Development of Low Seismic Damage Structural Systems A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Structural Engineering, University of California, San Diego, 2018.
- D. Marriott, S. Pampanin, A. Palermo, Biaxial testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replaceable dissipators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Wiley Inter Science, 40(15):1723-1741, 2011. Doi: 10.1002/eqe.1112.
- G. Guerrini, J. Restrepo, Seismic Response of Recentering Precast Composite Concrete-Dual-Shell-Steel Columns. Proceedings, 10<sup>th</sup> International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan, 2013.
- ABAQUS user's manual version 6.11. Dassault Systemes Simulia Corp., 2011.
- MidasGEN 2012 (v3.1), MIDAS Information Technologies Co. Ltd.
- J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, 114(8):1804-1826, 1988.
- Y. Kurama, Seismic analysis, behavior, and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. Ph.D. dissertation, Lehigh University, Bethlehem, Pa, 1997.
- M.T. El-Sheikh, R. Sause, S. Pessiki, L.-W. Lu, Seismic behaviour and design of unbonded post-tensioned precast concrete frames. *PCI J.*, 44(3):54–71, 1999. Doi: 10.15554/pcij.05011999.72.89.
- Q. Ma, G.D. Wight, J.W. Butterworth, J. Ingham, Predicting the In-Plane Rocking Behaviour of Post-Tensioned Concrete Walls Subjected to Earthquake Excitations, Conference: The New Zealand Concrete Industries Conference, 2005.
- W.D. Trono, Earthquake Resilient Bridge Columns Utilizing Damage Resistant Hybrid Fiber Reinforced Concrete, A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Engineering – Civil and Environmental Engineering in the Graduate Division of the University of California, Berkeley, 2014.
- S. Mazzoni, F. McKenna, M. Scott, G. Fenves, OpenSees Command Language Manual, Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), University of California, Berkeley, 2006.
- F.C. Filippou, E.P. Popov, V.V. Bertero, Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.

## 1. ROCKING SYSTEMS

D. Kalliontzis, M. Nazari, Unbonded post-tensioned precast concrete walls with rocking connections: Modeling approaches and impact damping. *Frontiers in Built Environment*, 2021.

M. Nazari, S. Sritharan, S. Aaleti, Single Precast Concrete Rocking Walls as Earthquake Force resisting elements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 46(5):753-759, 2017. Doi: 10.1002/eqe.2829.

R.S. Henry, Self-centering Precast Concrete Walls for Buildings in Regions with Low to High Seismicity, A thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Auckland, 2011.

S. Sritharan, S. Aaleti, R.S. Henry, K.Y. Liu, K.C. Tsai, Introduction to PreWEC and key results of a proof-of-concept test. M. J. Nigel Priestley Symposium, North Tahoe, California, IUSS Press, Pavia, Italy, 95-106, 2008.

S. Aaleti, S. Sritharan, Performance Verification of the PreWEC Concept and Development of Seismic Design Guidelines, ISU-CCEE Report 02/11, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering Iowa State University, 2011.

D. Kalliontzis, S. Sritharan, A simple analytical model for the rocking PreWEC system, ECCOMAS VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Crete Island, Greece, June 2016. Doi: 10.7712/100016.2163.9386.

K. Twigden, Dynamic Response of Unbonded Post-tensioned Concrete Walls for Seismic Resilient Structures, A thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, Department of Civil and Environmental Engineering University of Auckland, 2016.

Q. Liu, C.W. French, S. Sritharan, Study of Interaction between a PreWEC System and Surrounding Structure, *ACI Structural Journal*, 115(S108), 2018. Doi: 10.14359/51702248.

N. Nazari, S. Sritharan, Dynamic evaluation of PreWEC systems with varying hysteretic energy dissipation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 144(10), 2018. Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002169.

N. Nazari, S. Sritharan, Influence of different damping components on dynamic response of concrete rocking walls, *Engineering Structures* 212, 2020. Doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110468.

S. Aaleti, S. Sritharan, A simplified analysis method for characterizing unbonded post-tensioned precast wall systems, *Engineering Structures*, 31(12):2966-2975, 2009. Doi: 10.1016/j.engstruct.2009.07.024.

F. McKenna, G. Fenves, M. Scott, Opens system for earthquake engineering simulation, Berkeley CA, University of California, 2000.

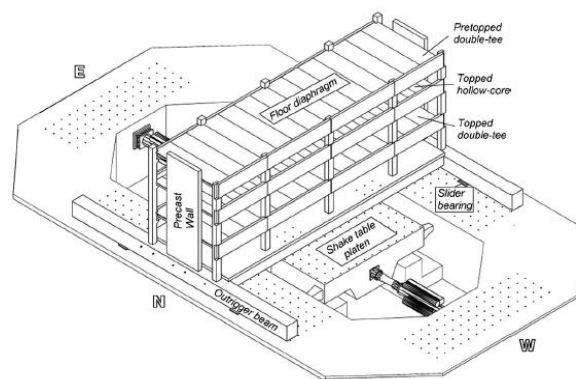
S. Pampanin, D. Marriott, A. Palermo, New Zealand Concrete Society, PRESSS design handbook, New Zealand Concrete Society, Auckland, New Zealand, 2010.

H. Baruh, *Analytical Dynamics*. McGraw-Hill. ISBN-13: 978-007365977, 1999

## 2. MODELLAZIONE DI PARETI CON TECNOLOGIA ROCKING E IBRIDA / MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

### *Presentazione del caso studio e dei dati sperimentali / Description of case study and experimental results*

Nel 2008, presso l'Università della California con sede a San Diego, è stato svolto un programma di ricerca per l'analisi di pareti con tecnologia rocking e/o ibrida. Precisamente, sono state effettuate delle prove sperimentali con l'utilizzo di una tavola vibrante monodirezionale su un edificio prefabbricato in calcestruzzo armato realizzato in scala 1:2, qui raffigurato in Figura 22 (Schoettler et al., 2009; Belleri et al., 2013, 2014).



*Figura 22. Presentazione del caso studio di tipo prefabbricato (Belleri et al., 2013) e impostazione della prova sperimentale su tavola vibrante (Belleri et al., 2014). / Half-scale, three-story, precast concrete structure tested at UCSD (Belleri et al., 2013) and shake table test setup (Belleri et al., 2014).*

La struttura prefabbricata consiste in un edificio di tre piani fuori terra, di altezza totale di poco superiore a 7m, caratterizzata da una pianta rettangolare di dimensioni 17.07x4.88m

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

che è stata raffigurata in Figura 23. L'altezza di interpiano è pari a 1.98m. Le masse associate a ciascun impalcato sono pari a 36.795t per il primo, 38.999t per il secondo e 34.230t per quello in sommità.

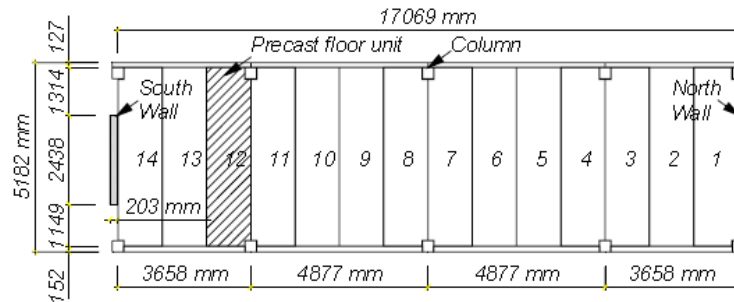


Figura 23. Schema strutturale relativo alla prova sperimentale (Belleri, et al., 2014). / Model structure of the experimental test (Belleri et al., 2014).

Sui lati corti della struttura, di lunghezza pari a 4.88m, sono state posizionate due pareti rocking di dimensioni pari a 2.44x7.01x0.2m (rispettivamente larghezza, altezza e spessore) (Figura 24). Esse sono state confinate negli spigoli alla base dove avviene l'impatto della parete sulla fondazione. In queste zone sono state inoltre posizionate delle piastre metalliche ad L al fine di incrementare la resistenza allo scorrimento orizzontale.

La connessione parete-diaframma è asolata in direzione verticale (Schoettler et al., 2009; Belleri et al., 2014a,b), questo consente di trasferire gli sforzi orizzontali di taglio, ma al contempo evitare la nascita di forze verticali alle estremità dell'impalcato dovute al sollevamento della parete durante il dondolio.

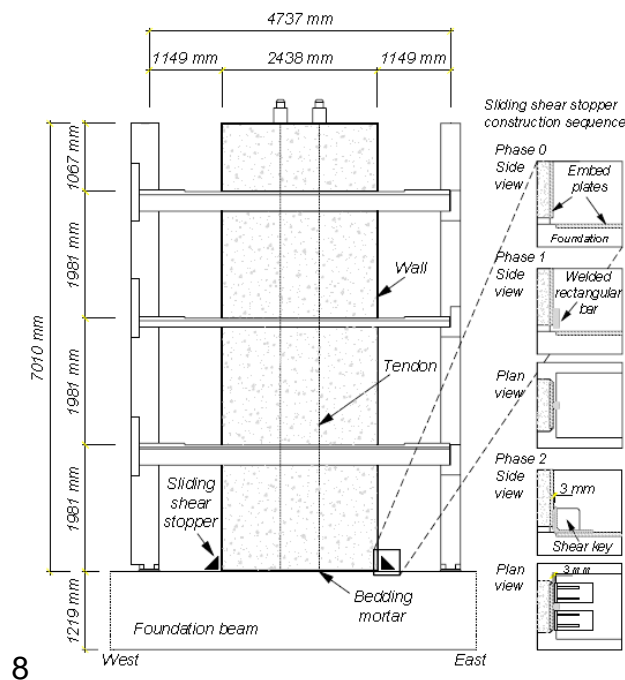


Figura 24. Geometria della parete rocking (Belleri et al., 2014). / Geometry of the rocking wall (Belleri et al., 2014).

Le pareti sono state progettate per funzionare sia come pareti rocking sia come pareti ibride, a seconda della configurazione del test, in funzione della presenza o meno di barre in acciaio non aderenti posizionate all'interfaccia parete-fondazione. Le prime utilizzano la gravità e la forza elastica dei cavi post-tesi non aderenti per innescare il meccanismo ricentrante, mentre le seconde possono sfruttare anche la capacità dissipativa fornita dalle barre metalliche alla base.

Le pareti sono caratterizzate da sezioni di calcestruzzo non confinato con capacità 54MPa, modulo elastico 37000MPa, deformazione al picco di capacità pari a 0.2% e deformazione ultima pari a 0.55%. Per le sezioni in calcestruzzo confinato tali valori sono 80.8MPa, 0.67% e 3.77% rispettivamente, calcolati con l'utilizzo del modello proposto da Mander et al. (1988).

I cavi post-tesi presenti nelle pareti, siano esse rocking o ibride, sono caratterizzati da due set di trefoli in acciaio armonico, ciascun set costituito da 5 trefoli di diametro pari a 12.7mm, che vengono fissati in sommità alla parete e in fondazione. In funzione del tipo di parete, cioè rocking o ibrida, sono state applicate delle forze di post-tensione differente, rispettivamente pari a 236kN (476MPa) e 321kN (648.5MPa), per ciascun set di trefoli di area pari a 495mm<sup>2</sup>. La tensione di snervamento dei cavi è pari a 1800MPa, mentre la tensione ultima è pari a 1915MPa.

I dissipatori sono caratterizzati da barre in acciaio ASTM A706 di diametro pari a 22mm, sforzo a snervamento pari a 490MPa, capacità ultima pari a 673MPa e deformazione ultima pari a 12.3%. Come sistema di backup sono state realizzate cinque possibili posizioni dei dissipatori all'interno della parete, vedi Figura 25 (EDi), da rendere attive a coppie simmetriche in funzione del test da eseguire. In realtà solo le posizioni ED2 e ED4 sono state utilizzate. Le barre di acciaio sono state posizionate all'interno della parete durante la realizzazione della stessa e sono state rese attive successivamente attraverso l'inserimento di malta nei condotti. In questo modo le barre in acciaio risultano annegate all'interno della parete e partecipano al comportamento globale della stessa. La lunghezza della zona di deformazione plastica dei dissipatori, ottenuta ricoprendo gli stessi con nastro adesivo rivestito da materiale gommoso, è stata indicata con  $L_d$  (Figura 25). Questo rivestimento delle barre consente alle stesse di non essere ancorate alla parete e poter quindi esibire liberamente il loro comportamento isteretico. La lunghezza non aderente è stata definita a partire dall'ipotesi di voler raggiungere una deformazione pari a 2/3 della deformazione ultima dell'acciaio; quest'ultima raggiunta durante il massimo spostamento previsto nei test

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

(25mrad per il caso di Berkeley). Durante la modellazione, i dissipatori sono stati modellati con una lunghezza superiore a  $L_d$ , definita  $L_{dad}$ , al fine di tener conto della penetrazione degli sforzi e delle deformazioni tra acciaio e calcestruzzo.

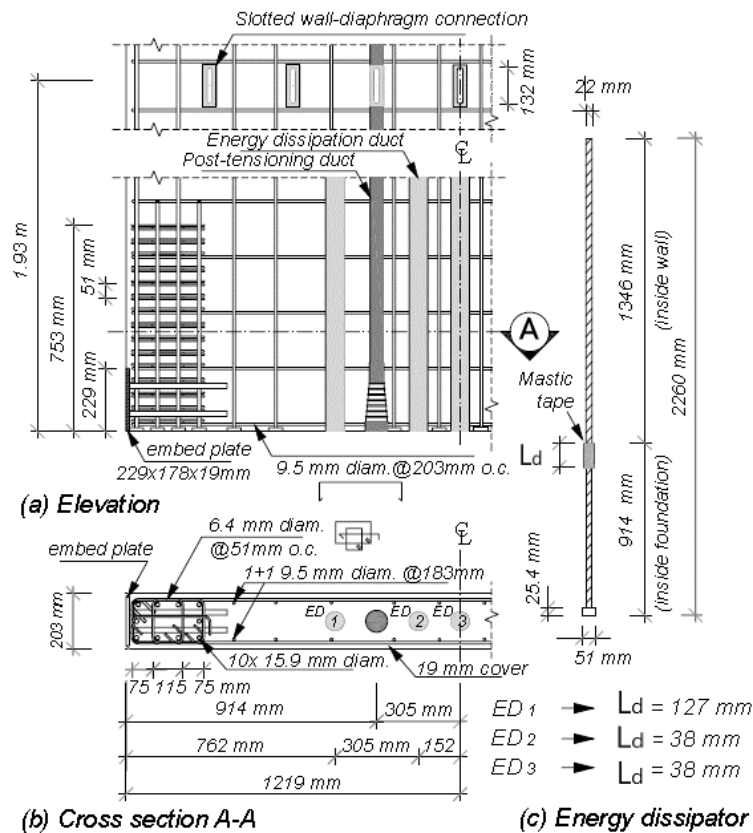


Figura 25. Prospetto (a), sezione longitudinale (b) e geometria dei dissipatori isteretici (c) presenti all'interno della parete rocking (Belleri, et al., 2014). / Elevation (a), cross-section (b) and geometry of the dissipative devices (c) in the rocking wall (Belleri et al., 2014).

La struttura è stata testata con un set di sedici accelerogrammi compatibili ad aree caratterizzate da diversa sismicità. Nello specifico, gli accelerogrammi si riferiscono alle città di Knoxville (Tennessee), Seattle (Washington) e Berkeley (California) e sono rappresentativi di eventi a bassa, media e alta intensità sismica (Schoettler et al., 2009). Questi segnali sono stati amplificati di un fattore pari a 1.855 per mantenere la similitudine con l'edificio non in scala.

Per il caso di Knoxville è stata utilizzata la parete rocking, cioè priva di dissipatori isteretici alla base; mentre per gli scenari di Seattle e Berkeley è stata utilizzata la parete ibrida, in quanto scenari caratterizzati da sismicità medio-alta.

In Figura 26 è mostrato il posizionamento dei sensori durante i test su tavola vibrante. Nello specifico, sono stati utilizzati accelerometri verticali e orizzontali nel piano della parete, accelerometri nel fuori piano e trasduttori di pressione e di spostamento orizzontale e verticale tra la parete e i diaframmi di piano ai vari livelli. Inoltre, sono stati posizionati dei

trasduttori di posizione all'interfaccia parete-fondazione per cogliere l'apertura del gap alla base.

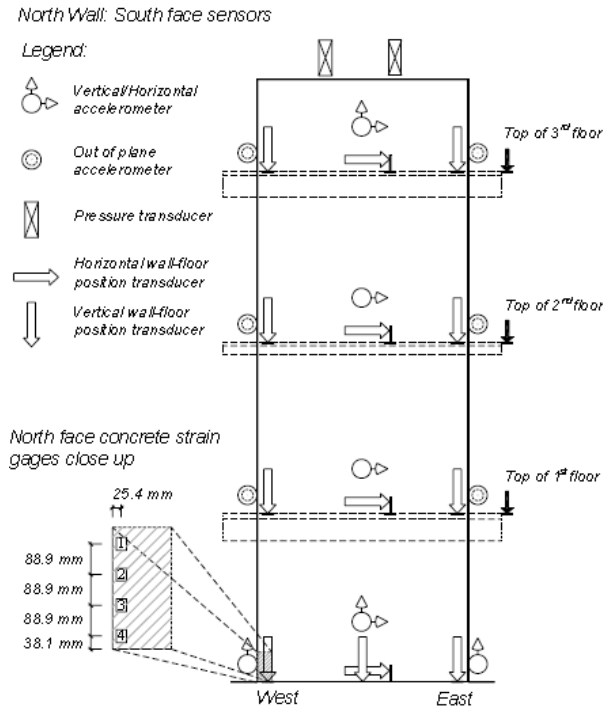


Figura 26. Posizionamento dei sensori sulla parete rocking: accelerometri e trasduttori di pressione e spostamento (Belleri, et al., 2014). / North wall sensor distribution on the rocking wall (Belleri et al., 2014).

In Figura 27, Figura 28 e Figura 29 sono riportati i risultati sperimentali ottenuti dalle prove dinamiche condotte sulle pareti rocking (Knoxville) e ibride (Seattle e Berkeley); dove  $\theta_w$  indica la rotazione alla base della parete (il pedice 'w' sta per 'wall'), M e V sono rispettivamente il momento flettente e il taglio alla base della parete,  $h_w$  è l'altezza della parete e W è il peso (dovuto ai carichi gravitazionali) della stessa (definito nel paragrafo successivo).

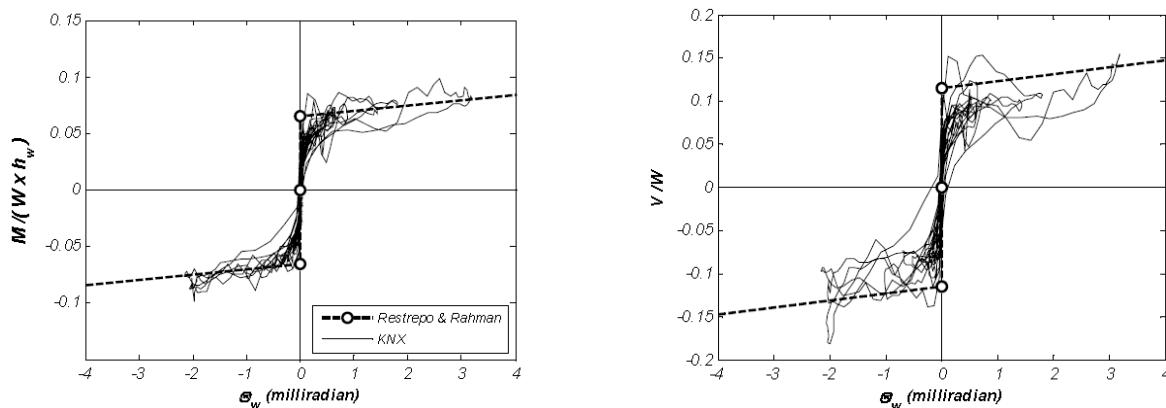


Figura 27. Risposta della parete rocking sottoposta all'input sismico di Knoxville in termini di momento normalizzato-rotazione e taglio normalizzato-rotazione (Belleri et al., 2014). La normalizzazione è stata effettuata in funzione del peso della parete. / North wall normalized moment-rotation and normalized shear-rotation response for Knoxville (Belleri et al., 2014). The normalization was carried out according to the weight of the wall.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

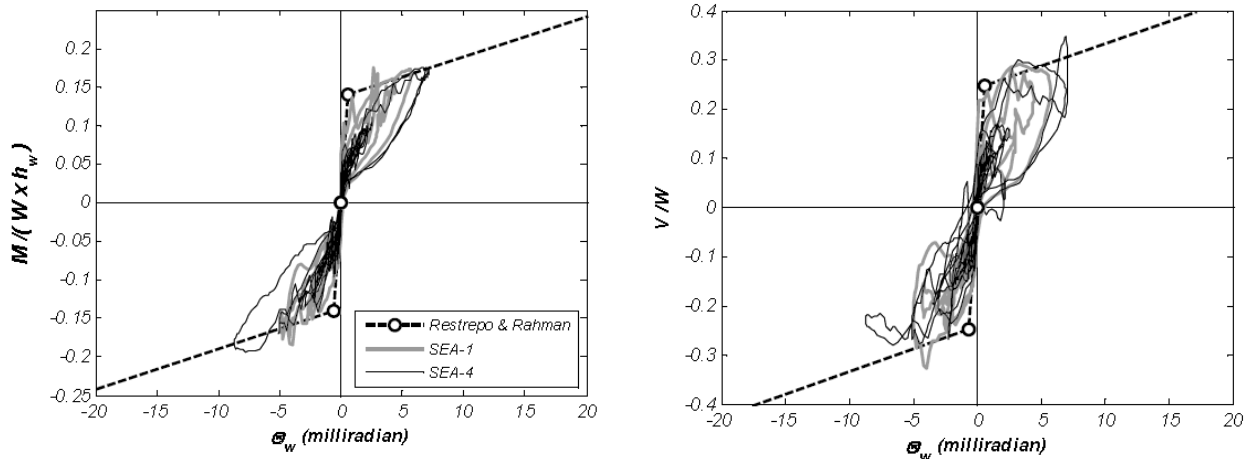


Figura 28. Risposta della parete ibrida sottoposta all'input sismico di Seattle in termini di momento normalizzato-rotazione e taglio normalizzato-rotazione (Belleri et al., 2014). La normalizzazione è stata effettuata in funzione del peso della parete. / North wall normalized moment-rotation and normalized shear-rotation response for Seattle (Belleri et al., 2014). The normalization was carried out according to the weight of the wall.

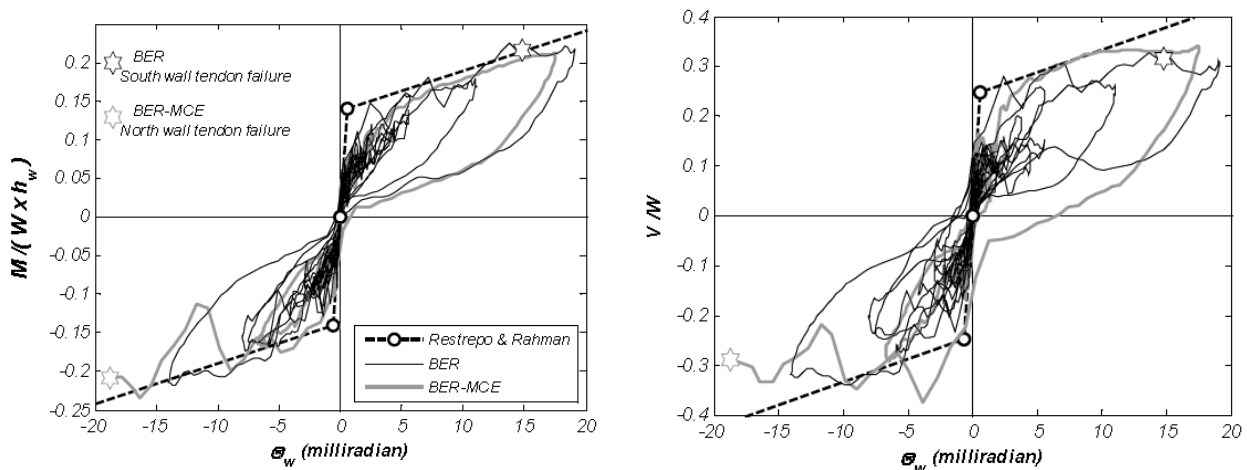


Figura 29. Risposta della parete sottoposta all'input sismico di Berkeley in termini di momento normalizzato-rotazione e taglio normalizzato-rotazione (Belleri et al., 2014). La normalizzazione è effettuata in funzione del peso della parete. / North wall normalized moment-rotation and normalized shear-rotation response for Berkeley (Belleri et al., 2014). The normalization was carried out according to the weight of the wall.

In legenda, con l'indicazione 'Restrepo & Rahman' è indicata la curva bilineare ottenuta dalle formulazioni analitiche di Restrepo et al. (2007), mentre con 'KNX', 'SEA-1', 'SEA-4', 'BER' e 'BER-MCE' i risultati sperimentali ottenuti, rispettivamente, dall'input sismico di Knoxville (input sismico di bassa intensità), Seattle (input sismico di media intensità ripetuto quattro volte; è stata considerata unicamente la risposta della parete al quarto input sismico) e Berkeley (per accelerogrammi di alta intensità in condizioni di progetto e in condizioni massime).

I valori di momento e taglio sono stati ottenuti considerando le accelerazioni ai vari piani desunte dagli accelerometri posizionati sulla struttura e le masse tributarie ai vari livelli. Tutti i dati riportati da Figura 27 a Figura 31 sono stati filtrati con un filtro passa-basso a 100Hz.



Le forze orizzontali trasferite dalla parete ai vari livelli sono state calcolate assumendo dei comportamenti incernierati tra parete e piano.

Durante il test di Knoxville non è stato evidenziato alcun danneggiamento alla base della parete. La forza di post-tensione dei cavi ha consentito un sollevamento esiguo della parete al piede durante l'effetto rocking. Anche il test di Seattle-1 non ha evidenziato rotture della parete (come previsto), ma nelle fasi iniziali del test si è verificata una rottura a flessione del terzo impalcato che ha richiesto un intervento di riparazione e rifacimento del test; sono quindi stati condotti due ulteriori step di prova e successivamente un quarto step che è stato considerato come definitivo (Seattle-4) ed è stato assunto come risposta sismica della parete. Durante questo test si sono verificate solo piccole espulsioni e distacchi di calcestruzzo nella zona circostante i tubi contenenti i dissipatori isteretici. Infine, durante il test di Berkeley, si è verificata la rottura di un cavo post-teso che ha compromesso i risultati di Berkeley-MCE, ma non quelli di Berkeley-DBE. In generale, le due pareti alle due estremità della struttura hanno evidenziato una risposta pressoché simile, se non delle leggere differenze dovute alla torsione dell'edificio e alla rottura di un cavo post-teso nella parete sud durante l'input sismico di Berkeley.

La risposta non lineare elastica del sistema con pareti rocking è evidente durante il test di Knoxville dove si sviluppa una rotazione massima alla base pari a 3.2mrad. I test di Seattle e Berkeley mostrano invece una risposta della parete ibrida caratterizzata dalla tipica distribuzione 'a bandiera', con una rotazione massima alla base pari a 5.7, 8.7 e 19.2mrad rispettivamente per 'SEA-1', 'SEA-4' e 'BER'.

I picchi iniziali di momento e taglio nella risposta globale della parete durante la chiusura del gap alla base sono correlati ai picchi di accelerazione orizzontale. Essi si sviluppano nella parete e successivamente propagano nei piani adiacenti con valori elevati ai piani superiori. Questo effetto è associato a un cambio di rigidità tipico dei comportamenti isteretici a bandiera ed è stato precedentemente valutato in test numerici (Rodriguez et al., 2002; Wiebe et al., 2010) e sperimentali (Toranzo et al., 2009, Dolce et al., 2003). In particolare, Wiebe et al. (2010) ha esaminato i picchi di accelerazione studiando un sistema caratterizzato da due gradi di libertà e ha sviluppato una formula matematica in forma chiusa in grado di descriverne la risposta. I picchi sono influenzati dalla velocità a rotazione e dalla rigidità laterale combinata della parete e dei vari piani; l'intensità dei picchi cresce al crescere di velocità e rigidità. La presenza dei dissipatori isteretici alla base aiuta a diminuire la presenza dei picchi di accelerazione.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

I risultati in termini di accelerazione orizzontale (al piede e in corrispondenza dei vari impalcati della struttura) e verticale (al piede) sono invece riportati rispettivamente in Figura 30 e in Figura 31.

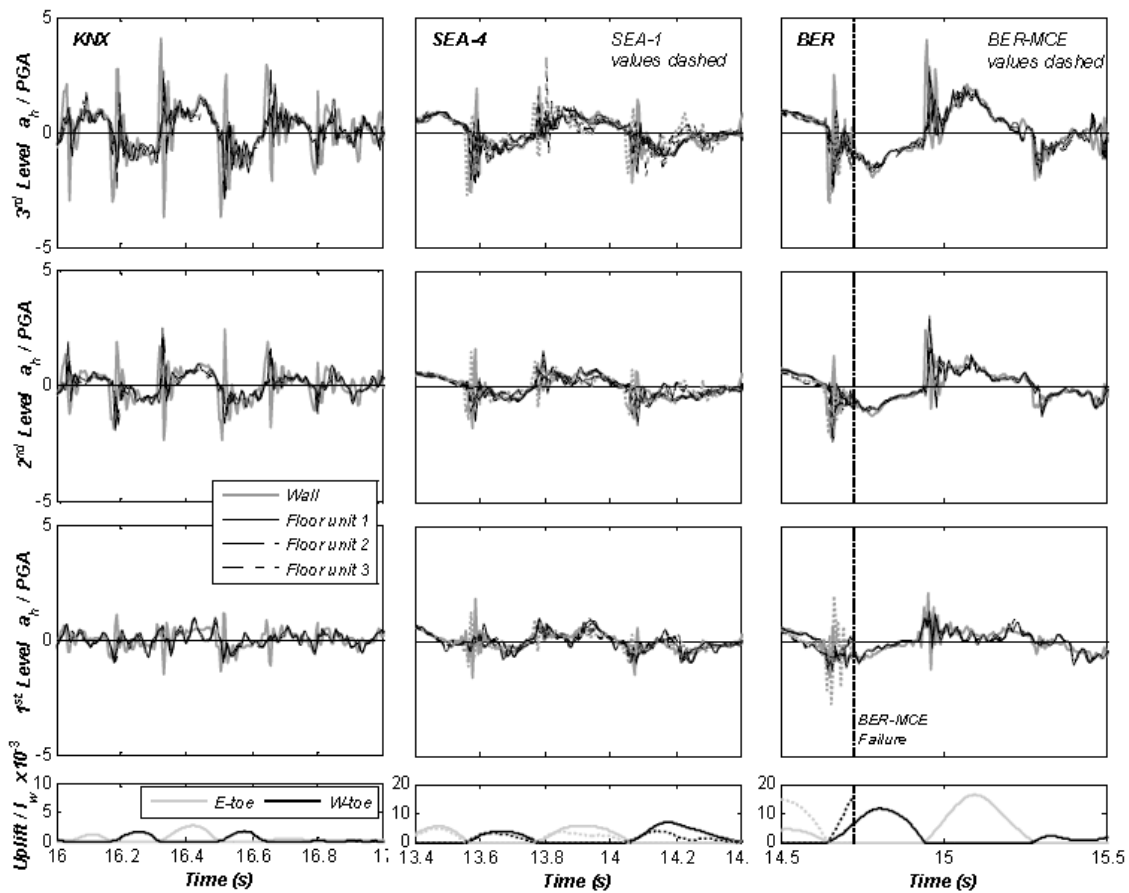


Figura 30. Andamento delle accelerazioni orizzontali per la parete rocking e i diaframmi di piano (Belleri et al., 2014). / North wall and diaphragms horizontal accelerations (Belleri et al., 2014).

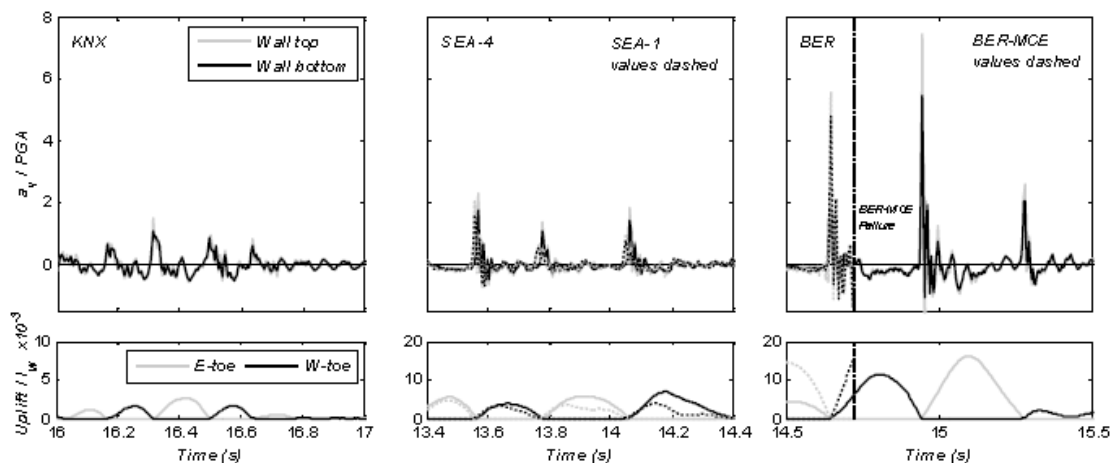


Figura 31. Accelerazioni verticali al piede della parete (Belleri et al., 2014). / North wall vertical accelerations (Belleri et al., 2014).

Nelle figure precedenti,  $a_h$  e  $a_v$  indicano rispettivamente l'accelerazione orizzontale e quella verticale,  $l_w$  la lunghezza della parete, 'Uplift' il sollevamento della parete all'estremità e PGA, cioè 'Peak Ground Acceleration', l'accelerazione massima al suolo.

A causa dei picchi di accelerazione orizzontale nella risposta sismica del sistema si origina un incremento della domanda di taglio alla base. I picchi di accelerazione verticale sono invece dovuti all'impatto alla base della parete.

Utilizzando le formulazioni contenute nel lavoro di ricerca presentato da Restrepo e Rahman nel 2007 sono state definite le curve monotone sperimentali, di tipo bilineare, associate alla parete rocking (Knoxville-KNX) e a quella ibrida (Seattle-SEA e Berkeley-BER). I risultati ottenuti sono in linea con quanto presentato da Belleri et al. (2014). Nello specifico, partendo dal caso studio di Knoxville, cioè parete rocking priva di dissipatori, è stato calcolato il valore del taglio associato allo snervamento:

$$V_n = \frac{5}{12} \frac{l_w}{h_{eff}} P_T = 126.96kN \quad (1)$$

dove la larghezza della parete  $l_w$  è pari a 2438mm, l'altezza efficace della stessa misurata dalla base fino al punto di applicazione della risultante delle forze orizzontali associate al primo modo di vibrare  $h_{eff}$  è pari a 4457mm e la forza assiale totale dovuta alla compressione  $P_T$  è pari a 557.05kN. Quest'ultima è stata ottenuta sommando ai carichi gravitazionali  $P_u$ , pari a 85.05kN (cioè 8.67t), il valore della forza di pretensione dei cavi post-tesi  $F_{P0}$  pari a 472kN. Il peso totale associato a entrambe le pareti  $W_{tot}$  è pari alla somma del peso delle stesse, ciascuna pari a 8.67t, e delle masse agenti in corrispondenza di ciascun impalcato (rispettivamente pari a 36.795t, 38.999t e 34.230t per il primo, il secondo e il terzo piano). Esso è quindi pari a 1242.6kN. Il peso associato a ciascuna parete  $W$  è quindi pari a 621.3kN (Belleri et al., 2013). Il valore del taglio associato alle condizioni ultime è invece pari a:

$$V_0 = \left( P_u + F_{pp} \right) \frac{l_w - (c + c_c)}{2h_{eff}} = 436.9kN \quad (2)$$

dove  $F_{pp}$  è la forza di tensione dei cavi post-tesi in corrispondenza del limite nominale di proporzionalità ed è pari a 1595.2kN (797.6kN per ciascun set di trefoli),  $c_c$  è il valore del copriferro in calcestruzzo pari a 19mm e  $c$  è la profondità dell'asse neutro alla base della parete ed è calcolata nel seguente modo (Restrepo et al., 2007; Rahman et al., 2000):

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

$$c \cong \frac{P_u + 0.9F_{pp} + F_{Ed} + 1.4f'_c b_e c_c}{1.4f'_c b_e} = 101.3mm \quad (3)$$

dove  $f'_c$  è la resistenza del calcestruzzo confinato ed è pari a 80.8MPa,  $F_{Ed}$  è la forza associata ai dissipatori che, per il caso specifico, è pari a 0, mentre  $b_e$  è la larghezza del calcestruzzo non confinato, ottenuta sottraendo il valore del copriferro  $c_c$ , pari a 165mm, allo spessore della parete  $b_w$ .

Per quanto riguarda gli spostamenti, il valore associato allo snervamento è pari a:

$$\Delta_y = \frac{V_n h_{eff}^3}{3E_c I_g} \left( 1 + \frac{9I_g}{h_{eff}^2 A_g} \right) = 59.53mm \quad (4)$$

in quanto il momento di inerzia della sezione trasversale della parete  $I_g$  è pari a  $1.7 \cdot 10^9 mm^4$ , il modulo di elasticità del calcestruzzo  $E_c$  è pari a 37081MPa e la sezione trasversale della parete  $A_g$  è pari a 494914mm<sup>2</sup>. Infine, il valore di spostamento associato alla capacità ultima della parete è pari a:

$$\Delta_0 = \frac{V_0 h_{eff}^3}{3E_c I_g} \left( 1 + \frac{9I_g}{h_{eff}^2 A_g} \right) + \frac{h_{eff}}{d_{ps}} \frac{f_{pp} - f_{p0}}{E_{ps}} l_{ps} = 342.45mm \quad (5)$$

dove  $E_{ps}$  è il modulo di elasticità associato ai cavi post-tesi pari a 193000MPa,  $f_{pp}$  è il limite di proporzionalità associato ai cavi pari a 1611.3MPa,  $f_{p0}$  è il valore di pretensione iniziale assegnato ai cavi pari a 476.8MPa,  $d_{ps}$  è la distanza dall'estremità della parete al centro del cavo post-teso più lontano dalla zona compressa pari a 914mm e, infine,  $l_{ps}$  è la lunghezza totale non aderente associata ai cavi post-tesi pari a 4800mm.

Per il caso di parete ibrida, cioè per gli scenari di Seattle e Berkeley, la curva monotona sperimentale è stata invece definita nel seguente modo (Restrepo et al., 2007):

$$V_n = (P_T + F_{Edy}) \frac{\left( \frac{l_w}{2} - \frac{c}{3} \right)}{h_{eff}} = 290.1kN \quad (6)$$

dove  $F_{Edy}$  è la forza a snervamento dei dissipatori isteretici alla base pari a 372.4kN,  $P_T$  è la forza totale sulla parete pari a 727.05kN, ottenuta sommando il contributo dei carichi gravitazionali  $P_u$  pari a 85.05kN e la forza di pretensione iniziale assegnata ai cavi post tesi  $F_{p0}$  pari a 642kN, e  $c$  è il valore dell'asse neutro calcolato nel modo seguente:

$$c \cong \frac{P_u + 0.9F_{pp} + F_{Ed} + 1.4f'_c b_e c_c}{1.4f'_c b_e} = 128.97mm \quad (7)$$

dove  $F_{ed}$  è pari a 511.5kN ed è la forza ultima associata ai dissipatori.

$$V_0 = (P_u + F_{pp} + F_{Ed}) \frac{l_w - (c + c_c)}{2h_{eff}} = 563.1kN \quad (8)$$

Per quanto riguarda invece gli spostamenti:

$$\Delta_y = \frac{V_n h_{eff}^3}{3E_c I_g} \left( 1 + \frac{9I_g}{h_{eff}^2 A_g} \right) + \frac{\varepsilon_y L_d}{l_{w/2-c}} h_{eff} = 136.4mm \quad (9)$$

dove  $L_d$  è la lunghezza della zona non aderente dei dissipatori pari a 38mm, a cui va aggiunta un'ulteriore lunghezza pari a 12 volte il diametro dei dissipatori, cioè sei per ciascun lato, per tener conto della propagazione degli sforzi secondo l'effetto 'Bauschinger', e risulta quindi pari a 302mm ( $L_{dad}$ ). Il termine  $\varepsilon_y$  è invece associato alla deformazione a snervamento delle barre di acciaio non pretensionate ed è pari a 0.0024098, mentre  $l_{w/2-c}$  è la lunghezza di metà parete a cui va sottratta l'estensione dell'asse neutro ed è pari a 1090.3mm. Infine, lo spostamento associato al carico ultimo è pari a:

$$\Delta_0 = \frac{V_0 h_{eff}^3}{3E_c I_g} \left( 1 + \frac{9I_g}{h_{eff}^2 A_g} \right) + \frac{h_{eff}}{d_{ps}} \frac{f_{pp} - f_{p0}}{E_{ps}} l_{ps} = 380.80mm \quad (10)$$

È quindi possibile definire le curve monotone sperimentali adimensionalizzate per ciascuna tipologia di parete (Tabella 5). Dove i valori di taglio  $V_0$  e  $V_n$  sono stati adimensionalizzati in funzione del peso della singola parete  $W$  (cioè metà del peso associato alla struttura); mentre gli spostamenti  $\Delta_y$  e  $\Delta_u$  sono stati adimensionalizzati in funzione dell'altezza effettiva della parete  $h_{eff}$  (così da ottenere rispettivamente  $\theta_y$  e  $\theta_u$ ).

Tabella 5. Definizione dei punti della curva monotona sperimentale adimensionalizzata (Restrepo et al., 2007). / Wall idealized bilinear response points (Restrepo et al., 2007).

	KNX	SEA-BER
$\Lambda$	0	0.258
$V_0/W$	0.2043	0.467
$\theta_y$ [rad]	0.013	0.0385
$V_n/W$	0.703	0.906
$\theta_u$ [rad]	0.0306	0.042

Le curve così ottenute sono state raffigurate in Figura 32.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

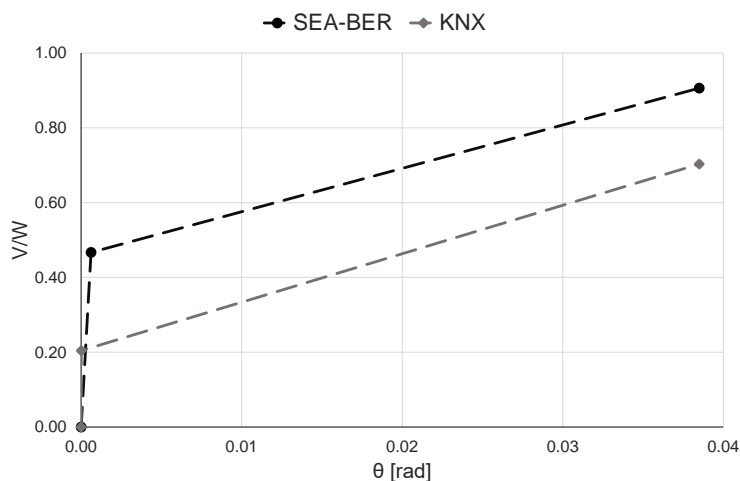


Figura 32. Curva sperimentale idealizzata della parete. / Wall idealized bilinear response.

### *Modellazione 2D della singola parete rocking e ibrida / 2D-single wall modeling*

Sono state utilizzate tre differenti tipologie di modellazione, come investigato in Belleri et al. (2013) per pareti rocking. Nello specifico: a fibre (indicata con 'FM'), con molla rotazionale non lineare alla base (indicata con 'RS') e con molle traslazionali agenti in sola compressione collocate all'interfaccia parete-fondazione (indicata con la sigla 'MS'). Questi modelli sono stati inizialmente implementati in MidasGen (2019) e Abaqus CAE (2011) e, successivamente, in OpenSEES (McKenna et al., 2000). Quest'ultimo software ha permesso di condurre delle analisi parametriche ed effettuare sia analisi di sensibilità sia analisi di ottimizzazione per la ricerca di parametri migliori.

Inizialmente è stata condotta la modellazione con il software MidasGen (Figura 33). Il modello RS, cioè quello con molla rotazionale concentrata alla base, è stato realizzato attraverso l'inserimento di elementi finiti di tipo beam posti in verticale, uno per piano, ai quali è stata assegnata la reale sezione della parete e ai quali è stato assegnato un comportamento lineare (il materiale assegnato è il calcestruzzo). Il tutto è stato vincolato alla base per mezzo di una molla rotazionale con legame costitutivo elastico trilineare. I cavi post-tesi non aderenti non sono stati esplicitamente modellati perché il loro comportamento è stato inserito all'interno del legame costitutivo assegnato alla molla rotazionale. Le masse sono state applicate in corrispondenza degli impalcati e risultano pari a metà della massa della struttura reale in quanto è stata modellata un'unica parete.

Il modello con molle distribuite all'interfaccia parete-fondazione, MS, è stato anch'esso realizzato con elementi finiti di tipo beam. Alla base sono state inserite venticinque molle

traslazionali agenti in sola compressione in grado di simulare lo schiacciamento e l'apertura del gap tra la parete e la fondazione. È stato assegnato un valore elevato di rigidità a compressione al fine di simulare il contatto tra calcestruzzo (parete) e calcestruzzo (fondazione). Come indicato in Belleri et al. (2013), il numero di molle traslazionali alla base non influisce significativamente sui risultati dell'analisi. I cavi post-tesi sono stati modellati come elementi finiti di tipo truss, cioè con funzionamento a biella, e quindi risultano incernierati sia alla base sia in sommità. Ad essi è stato assegnato un legame di tipo elastico bilineare. Il collegamento in sommità tra cavi post-tesi e parete è stato realizzato mediante l'inserimento di elementi rigidi. La forza di post-tensione, in assenza di dissipatori, è pari a 237.5kN ed è stata applicata in sommità ai cavi. Le masse sono state applicate come nel modello precedente.

L'ultimo modello realizzato è quello a fibre, FM. Gli elementi a fibre sono una particolare tipologia di elementi finiti che consentono di rappresentare le non linearità di un elemento strutturale in forma distribuita lungo l'altezza. Gli elementi vengono quindi discretizzati in sotto-elementi monodimensionali correlati da condizioni di congruenza, deformabili solo assialmente, chiamati appunto fibre.

Il modello a fibre è caratterizzato da elementi finiti di tipo truss per i cavi post-tesi ed elementi finiti di tipo 'beam' con discretizzazione a fibre per la parete. Alla base è stata inserita una sezione a fibre che simula il contatto parete-fondazione utilizzando il modello di tipo Kent-Scott-Park. Sopra ad essa è stata inserita una sezione con comportamento del calcestruzzo confinato e non confinato con modello Mander e Chang. La restante parte della parete è stata modellata con l'utilizzo di elementi beam con comportamento elastico lineare. Nel nodo superiore dell'elemento di contatto, cioè nell'interfaccia parete-fondazione, è stato inserito un vincolo alla traslazione orizzontale.

Per i modelli ibridi, cioè con l'inserimento dei dissipatori isteretici alla base della parete, sono stati modellati degli elementi finiti di tipo truss ai quali è stato associato inizialmente un legame bilineare e successivamente, al fine di migliorare l'analisi, degli elementi a fibre con legame costitutivo dell'acciaio di tipo Menegotto-Pinto. Essi sono stati collegati alla parete per mezzo di elementi rigidi. Nei modelli con dissipatori, in accordo ai test sperimentali, sono state incrementate le forze di post-tensione da 237.5 a 321kN. La forza di post-tensione è stata incrementata in previsione dei maggiori spostamenti previsti. Questa modifica nel modello a molla rotazionale si riflette in una modifica dei parametri del legame costitutivo trilineare assegnato alla molla non lineare posta alla base. In quest'ultimo modello il

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

comportamento dei dissipatori è stato considerato inserendo un ulteriore collegamento non lineare in parallelo a quello già presente alla base della parete (cioè in parallelo alla molla rotazionale).

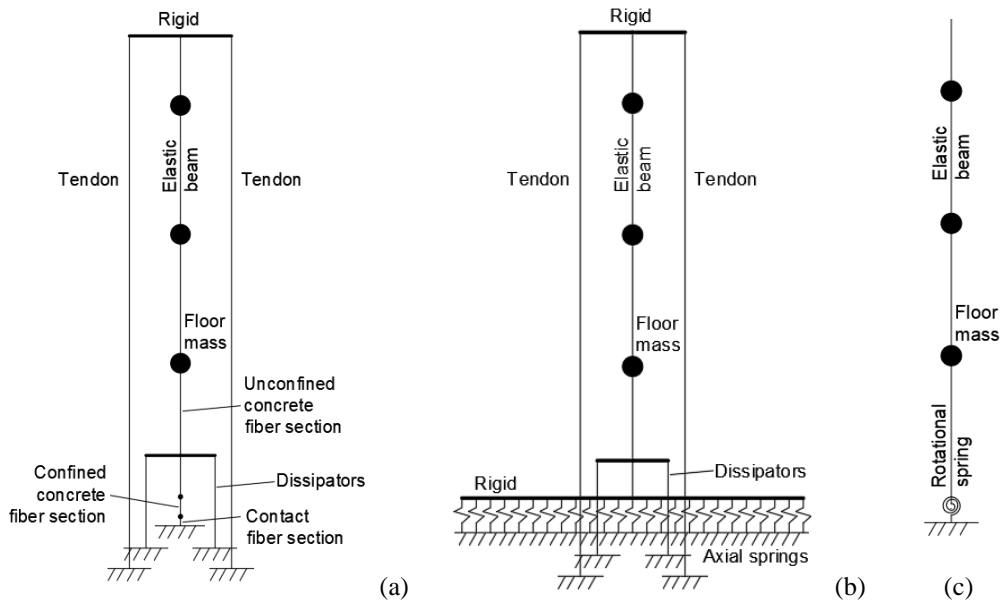


Figura 33. Modelli monodimensionali a elementi finiti: fibre FM (a), molle traslazionali MS (b) e molla rotazionale RS (c). / 1D-finite elements models: fiber elements FM (a), multi-springs MS (b) and rotational spring RS (c).

Il modello a fibre 2D, cioè con analisi nel piano, della parete rocking e di quella ibrida è stato sottoposto ad analisi statica non lineare di tipo monodirezionale al fine di ottenere la curva di capacità della struttura. È stato rappresentato in Figura 34 il comportamento con e senza dissipatori, rispettivamente per i casi di Seattle e Knoxville.

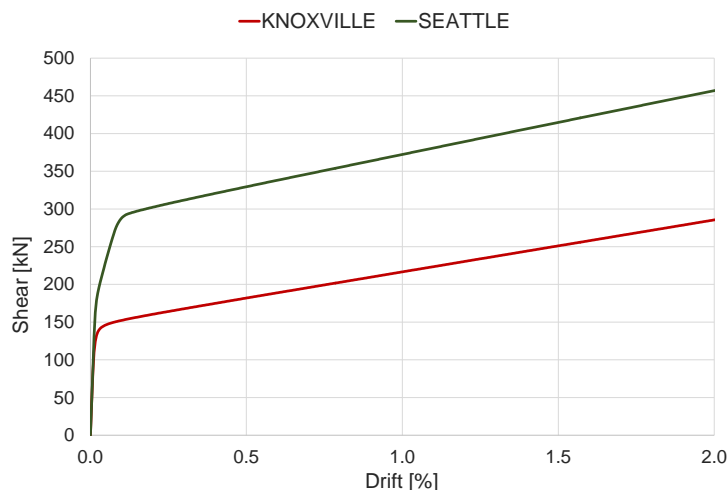


Figura 34. Analisi statica non lineare del modello a fibre in MidasGen. / Non-linear static analysis with the fiber model in MidasGen.

Per quanto riguarda invece la modellazione condotta in Abaqus CAE, sono stati inizialmente realizzati i modelli bidimensionali della singola parete con e senza dissipatori, cioè Knoxville 2D e Seattle 2D, al fine di poter condurre le prime analisi statiche non lineari e poter



effettuare uno studio e successiva taratura dei parametri inseriti. Successivamente sono stati realizzati dei modelli adatti per analisi nello spazio senza e con dissipatori isteretici alla base (Figura 35) per poter condurre analisi dinamiche non lineari, cioè Knoxville 3D e Seattle 3D.

Il modello 3D è stato realizzato modellando la fondazione come rigida, con modulo di elasticità di due ordini di grandezza superiore rispetto a quello del calcestruzzo, i cavi post-tesi non aderenti modellati con elementi truss con legame elasto-plastico e la forza di pretensione applicata come sforzo iniziale pari a 475MPa per il caso di Knoxville e 650MPa per il caso di Seattle. La parete è stata realizzata con elementi 3D-deformable con legame del calcestruzzo di tipo concrete damaged plasticity. Questo legame permette di cogliere il danneggiamento del calcestruzzo. Infine, i dissipatori, quando presenti, sono stati modellati con elementi di tipo truss con comportamento plastico bilineare. Essi sono stati discretizzati e resi non aderenti all'interno della parete per una lunghezza totale pari alla somma della lunghezza non aderente degli stessi più dodici volte il diametro dei dissipatori, cioè sei volte il diametro dei dispositivi per ciascun lato (funzione della propagazione delle deformazioni tra acciaio e calcestruzzo), e quindi pari a 302mm.

È stata effettuata una discretizzazione della parete con elementi di dimensione massima pari a un terzo della larghezza della parete e progressivamente più piccoli nelle sezioni di contatto alla base della stessa. È stato definito il peso volumico di ciascun elemento. È stato modellato il contatto tra parete e fondazione al fine di impedire lo scorrimento, ma al tempo stesso consentire lo schiacciamento e la rotazione della parete. Le masse di piano sono state inserite in corrispondenza di appositi nodi posizionati al centro dei relativi livelli e opportunamente collegati alla struttura per mezzo di vincoli Multi Point Constraint di tipo beam.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

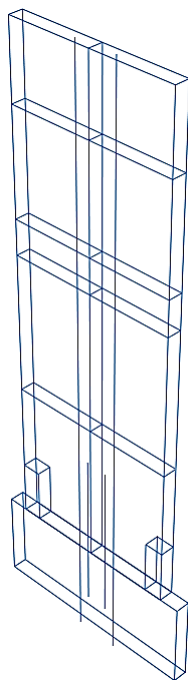


Figura 35. Modello 3D a fibre realizzato in Abaqus CAE. / 3D-fiber elements model with Abaqus CAE.

Come analizzato precedentemente per i modelli in MidasGen, anche in questo caso è stato studiato il comportamento statico non lineare della parete. In Figura 36 sono stati confrontati i modelli bidimensionali con i rispettivi modelli tridimensionali.

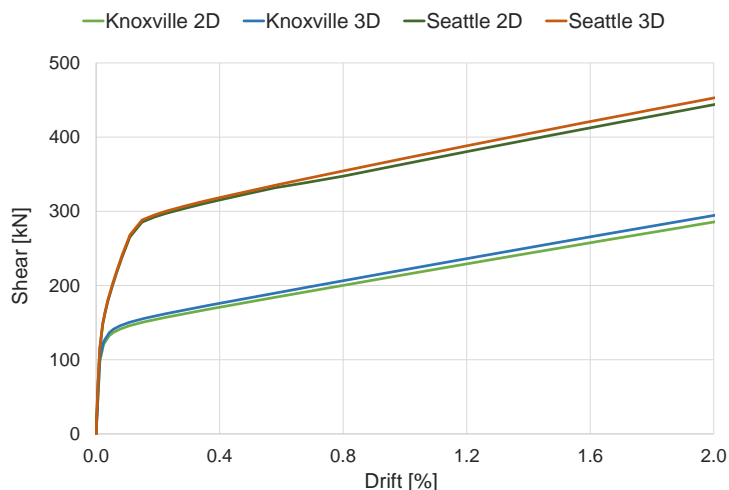


Figura 36. Analisi statica non lineare modello FM in Abaqus CAE. Confronto tra modelli 2D e 3D. / Non-linear static analysis on FM with Abaqus CAE. Comparison between 2D and 3D models.

Dove il drift, espresso in percentuale, è stato calcolato dividendo lo spostamento del punto di controllo per la sua altezza dal piano di fondazione. Dalla Figura 36 è possibile evincere che i modelli tridimensionali permettono di cogliere il reale comportamento incrudente della struttura (come vedremo successivamente confrontando tali curve con quanto ottenuto sperimentalmente).

In Figura 37 è stato invece proposto un confronto tra le curve di capacità ottenute con i due software di calcolo. Le differenze principali si riscontrano nel calcolo della rigidità iniziale della struttura nel caso di presenza di dissipatori isteretici all'interfaccia parete-fondazione. Infatti, in questo caso, MidasGen mostra un aumento del livello di rigidità iniziale della struttura. Il secondo tratto della curva di capacità risulta invece simile.

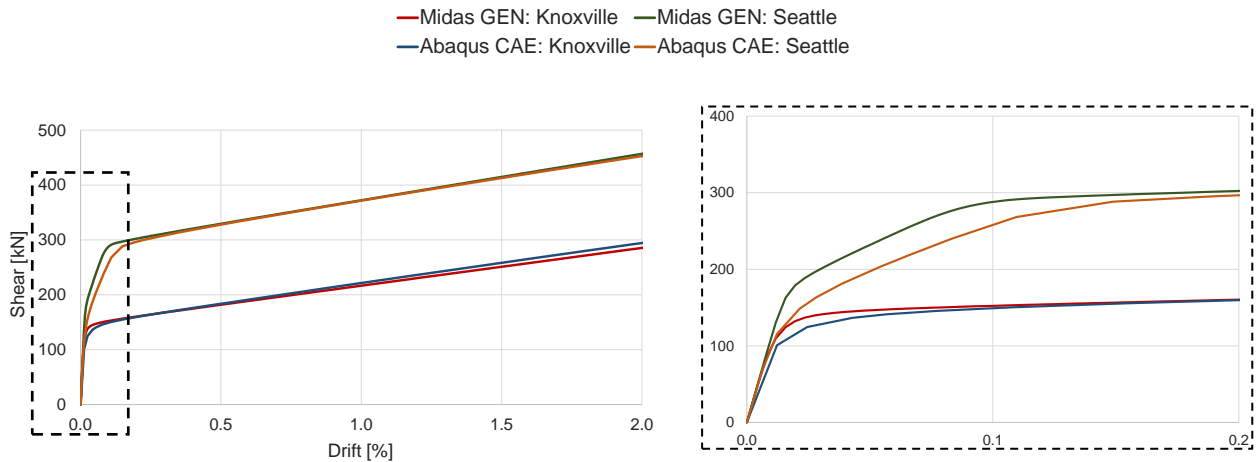


Figura 37. Andamento della curva di capacità della parete in MidasGen e Abaqus CAE. / Capacity curve of the rocking wall obtained by MidasGen and Abaqus CAE.

Per quanto riguarda i modelli bidimensionali della singola parete (senza dissipatori) realizzati con il software OpenSEES (McKenna et al., 2000), sono state analizzate tre differenti tipologie di modellazione. Inizialmente è stato realizzato il modello con molla rotazionale alla base con elementi di tipo beam. Per la molla è stato utilizzato un elemento di tipo zeroLength Element, con legame costitutivo di tipo elastico trilineare. Nel modello è stata definita una trasformazione geometrica lineare tra le coordinate locali e quelle globali in quanto non è stato ritenuto necessario investigare gli effetti del secondo ordine.

Per quanto riguarda il modello a molle traslazionali, anche in questo caso sono state inserite venticinque molle all'interfaccia parete-fondazione. La parete è stata realizzata con elementi beam, mentre i cavi post-tesi con elementi truss. Agli elementi rigidi che collegano i cavi alla testa della parete è stata assegnata una rigidità elevata. Le molle distribuite alla base sono state inserite come zeroLength Element con comportamento a sola compressione di tipo Uniaxial Material ENT. La rigidità nulla a trazione permette di simulare l'apertura di fessura. La trasformazione dalle coordinate locali a quelle globali è stata impostata con il comando geomTransf Corotational che permette di considerare gli effetti relativi a un aumento di rigidità dovuto alle non linearità geometriche.

Infine, è stato realizzato il modello a fibre. La parete è stata modellata utilizzando elementi di tipo elasticBeamColumn. Alla base della parete è stato inserito un elemento ricentrante a

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

fibre con rigidezza pari a 28000MPa, cioè pari al modulo elastico della malta presente all'interfaccia parete-fondazione (di tipo Master Flow 928 e prodotta dall'azienda BASF Construction Chemical Italia S.p.A., in accordo a quanto previsto dalla UNI EN 13412), di estensione pari a 2.5cm. Sopra la zona rocking è presente un ulteriore tratto, di estensione pari a 1cm, a cui sono state attribuite le caratteristiche del calcestruzzo confinato, cioè rigidezza pari al 60% del modulo elastico del calcestruzzo (Twigden et al., 2018) e quindi pari a 22560MPa. Per queste due sezioni è stata adottata la seguente discretizzazione a fibre: centoventi sotto-elementi in direzione longitudinale, cioè nella direzione parallela alla larghezza della parete stessa, e quattro in direzione trasversale, cioè lungo lo spessore della parete (quest'ultimo pari a 0.203m).

```
element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag <-mass $massDens> <-cMass>
element truss $eleTag $iNode $jNode $A $matTag <-rho $rho> <-cMass $cFlag> <-doRayleigh $rFlag>
geomTransf Corotational $transfTag <-jntOffset $dXi $dYi $dXj $dYj>
uniaxialMaterial ENT $matTag $E
element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 ... -dir $dir1 $dir2 ...
```

Per il passaggio da modelli con tecnologia rocking a modelli di tipo ibrido sono stati inseriti i dissipatori isteretici grazie all'utilizzo di elementi di tipo truss, collegati rigidamente alla parete e incastrati alla base, a cui è stato associato il comportamento Uniaxial Material di tipo Dodd-Restrepo (Restrepo et al., 1994). I punti utilizzati per la definizione del comportamento isteretico dei dissipatori sono stati esplicitamente definiti in Figura 38.

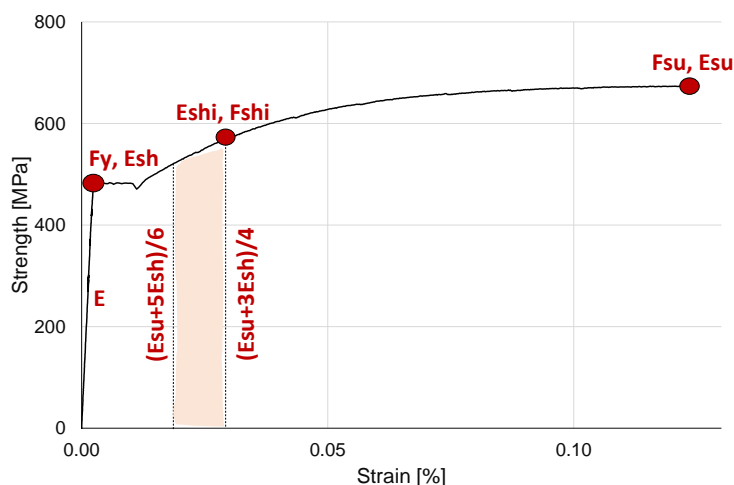


Figura 38. Legame isteretico dei dissipatori alla base con il modello Dodd-Restrepo (Restrepo et al., 1994). / Hysteretical behavior of the mild steel unbonded rebars at the base of the wall with Dodd-Restrepo model (Restrepo et al., 1994).

La lunghezza dei dissipatori modellata in OpenSEES coincide con la lunghezza non aderente totale degli stessi. Essa è pari alla lunghezza non aderente all'interfaccia parete-fondazione (pari a 38mm) a cui va sommata una quota parte del tratto di dissipatori annegati nella fondazione e nella parete al fine di tener conto dell'aderenza tra calcestruzzo e acciaio, come indicato in precedenza. Infine, i dissipatori sono stati discretizzati attraverso la definizione di una sezione a fibre di tipo circolare suddivisa in tre anelli, ognuno composto da diciotto sotto-elementi. Al fine di eliminare parte dei disturbi delle accelerazioni orizzontali generati nella prima fase di attivazione del meccanismo rocking e per compensare il basso valore di smorzamento introdotto nelle analisi, è stato inserito in parallelo ai dissipatori un ulteriore elemento con legame isteretico di tipo elastoplastico, sezione pari al dispositivo di dissipazione e capacità pari a 18MPa.

Questa tipologia di modellazione dei dissipatori è stata implementata sia per il modello a fibre sia per quello a molle traslazionali alla base. Mentre per il modello con molla rotazionale concentrata all'interfaccia parete-fondazione, i dissipatori sono stati modellati sempre con l'utilizzo del modello di tipo Dodd-Restrepo, ma senza la creazione di appositi elementi truss, ma semplicemente associando il modello isteretico dei dissipatori alla molla rotazionale già presente alla base della struttura. I due comportamenti sono stati assegnati alla stessa molla rotazionale alla base grazie al comando parallel, cioè attraverso la creazione di due molle con comportamento in parallelo.

A seguito di numerose analisi e test condotti sui modelli realizzati in OpenSEES, è stato deciso di utilizzare uno smorzamento alla Rayleigh proporzionale alle sole masse e pari all'1%. Questo a seguito di specifiche analisi che hanno mostrato come lo smorzamento proporzionale alle rigidezze causa problemi di convergenza nell'analisi e, in aggiunta, se proporzionale alla rigidezza tangente porta all'inserimento di energia nel sistema quando la rigidezza tangente assume valori negativi. In Figura 39a e Figura 39b è riportato l'andamento, in sola spinta, della struttura senza e con dissipatori per le tre differenti tipologie di modellazione adottate. Esse sono state confrontate con le rispettive curve di capacità definite da Restrepo et al. (2007) e indicate con Wall idealized bilinear response.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

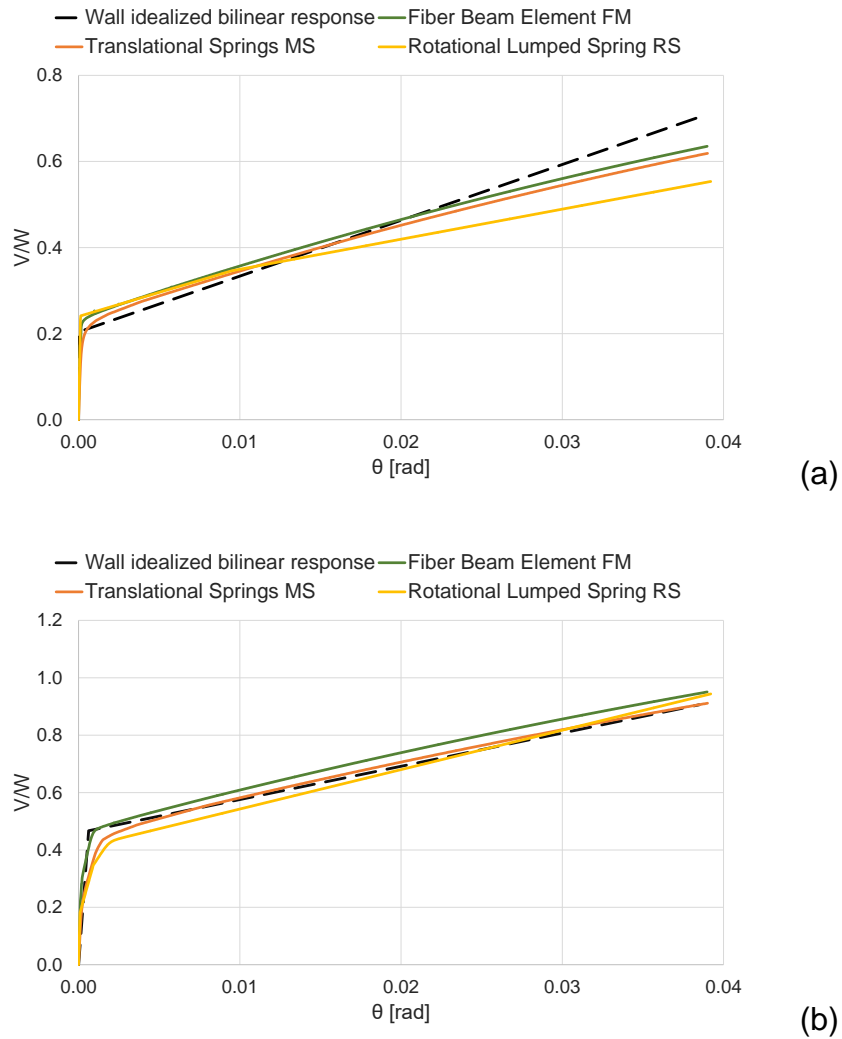


Figura 39. Analisi statica non lineare senza (a) e con dissipatori isteretici (b) in OpenSEES. / Non-linear static results, with the software OpenSEES, without (a) and with (b) energy dissipators.

Dove  $\theta$  è la rotazione alla base espressa in radianti e  $V/W$  è il taglio alla base normalizzato rispetto al peso di metà struttura, quest'ultimo pari a 621.3kN. Infine, in Figura 40, è stato proposto un confronto delle curve di capacità ottenute con i tre differenti software; nel caso di MidasGen e OpenSEES è stato considerato il solo modello a fibre.

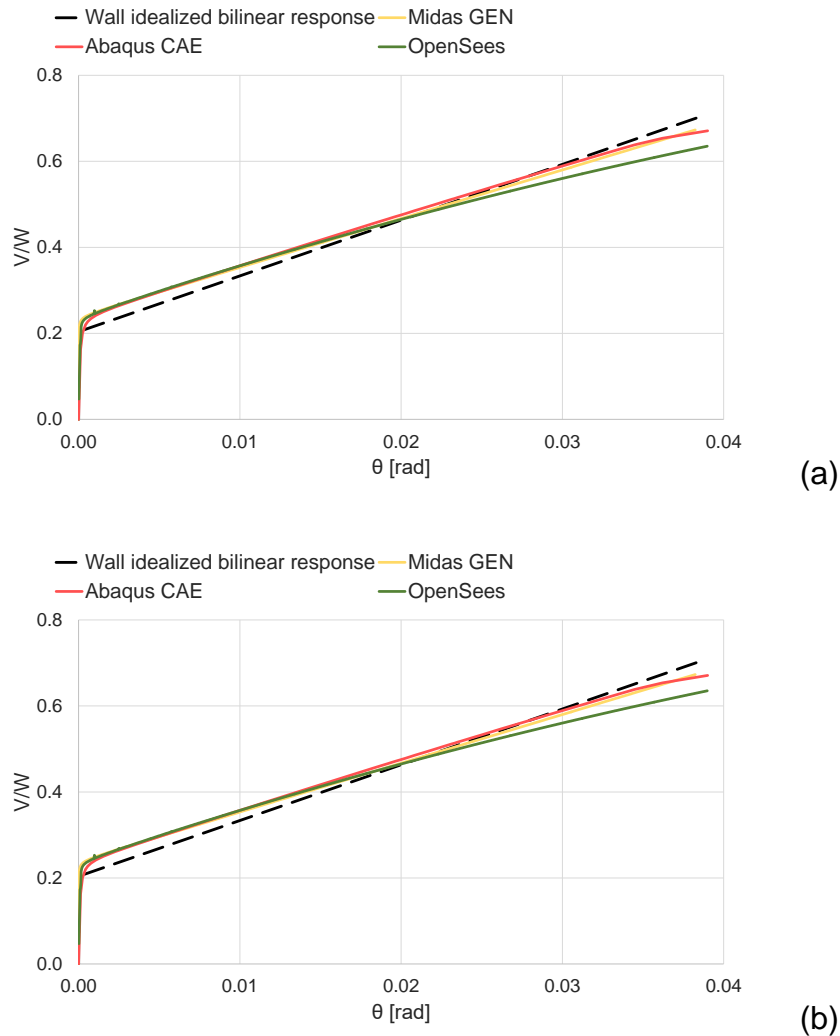


Figura 40. Curve di capacità ottenute dall'analisi statica non lineare di Knoxville (a) e Seattle (b). / Capacity curves obtained with the non-linear static analysis for Knoxville (a) and Seattle (b).

## Risultati delle analisi dinamiche non lineari / Non linear dynamic analyses results

Le analisi dinamiche non lineari, meglio definite analisi time history, sono state condotte sottoponendo i modelli sopra descritti ai rispettivi input sismici di Knoxville, Seattle e Berkeley, ciascuno di durata pari a 15s. Gli accelerogrammi sono stati inseriti nello stesso ordine condotto durante il test sperimentale su tavola vibrante. I primi risultati, riportati da Figura 41 a Figura 55, si riferiscono alla modellazione in MidasGen dei test di Knoxville, Seattle e Berkeley. Nei grafici seguenti è stata utilizzata la seguente simbologia per indicare le varie modellazioni: FM per il modello a fibre (Fiber Model), MS per il modello con il letto di molle traslazionali di sola compressione alla base (Multi-Springs model), RS per il modello costituito da una molla rotazionale all'interfaccia parete-fondazione (Rotational lumped Spring) e Test per quanto riguarda i risultati sperimentali ottenuti dalla tavola vibrante.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

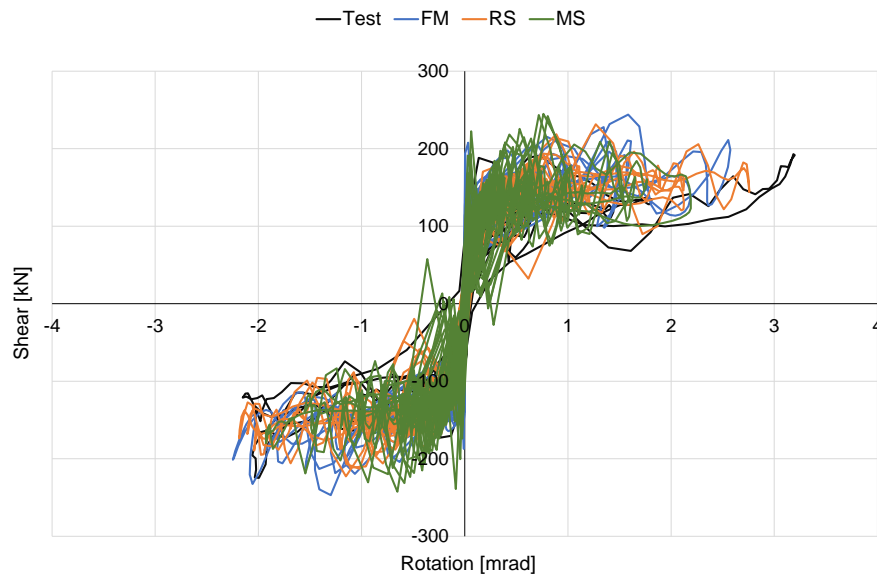


Figura 41. Confronto tra le tre differenti modellazioni (FM, RS e MS) e i risultati sperimentali (test) in termini di taglio-rotazione alla base della parete per lo scenario di Knoxville (MidasGen). / Comparison between the numerical results of the three different models (FM, RS and MS) and the experimental results (test) in terms of shear-rotation at the base of the wall for the case of Knoxville (MidasGen).

Le diverse modellazioni, seppur semplificate (in quanto non considerano il comportamento dell'intera struttura e quindi le interazioni che possono generarsi tra la parete con tecnologia rocking e i diversi impalcati), riescono ad approssimare bene il comportamento taglio-rotazione ottenuto sperimentalmente.

Il modello MS è caratterizzato da picchi di taglio, cioè di accelerazione orizzontale, in corrispondenza di piccole rotazioni. Questi sono principalmente dovuti a problemi di convergenza di tipo numerico.



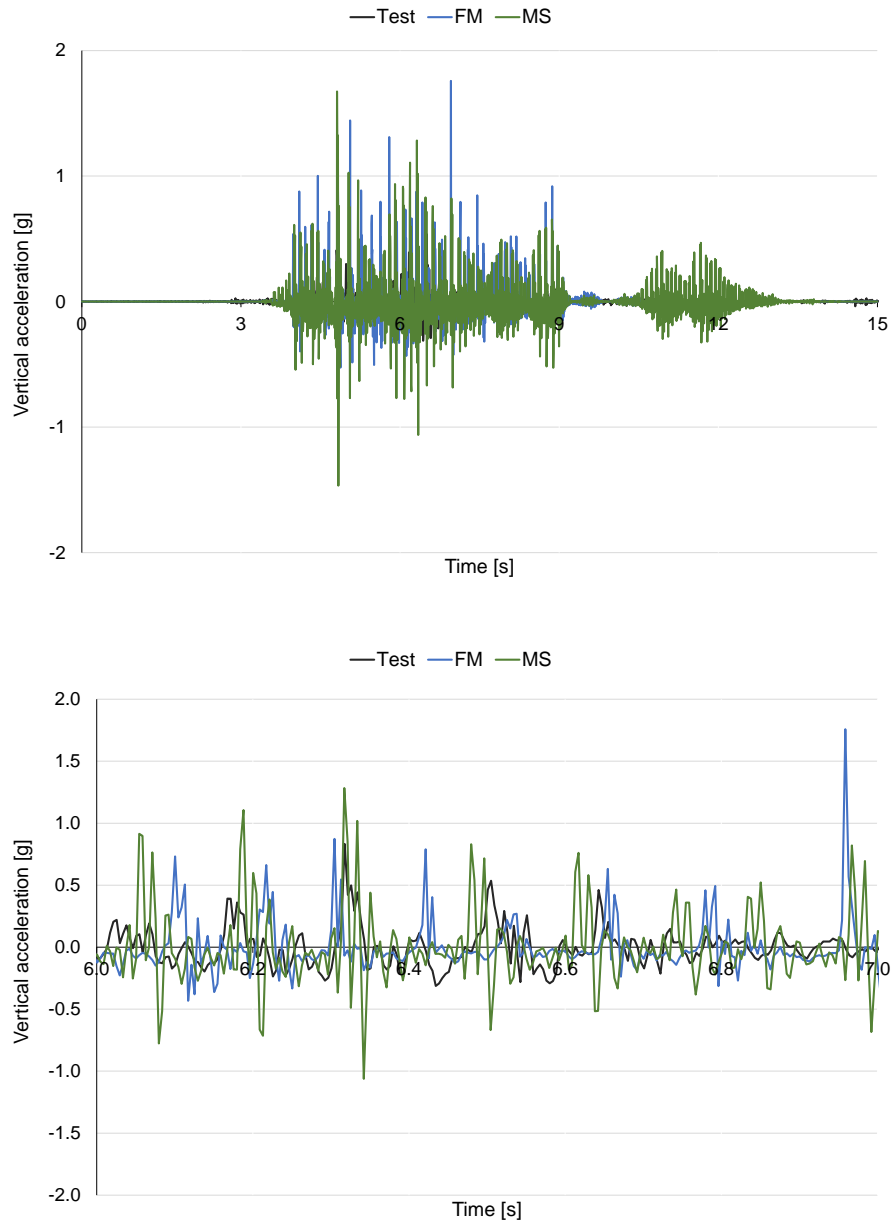


Figura 42. Confronto tra le accelerazioni verticali analitiche (FM e MS) e quelle sperimentali (test) alla base della parete rocking per lo scenario di Knoxville (MidasGen). / Comparison between analytical (FM and MS) and experimental (test) vertical accelerations at the base of the wall for the case of Knoxville (MidasGen).

I modelli MS e FM riescono a cogliere l'andamento delle accelerazioni verticali. Il modello MS riesce a simulare meglio l'istante di sviluppo del picco di accelerazione, seppur con differenze nel valore massimo assunto dalle stesse. Non è stato possibile valutare le accelerazioni verticali nel caso di modellazione RS; esso risulta uno dei principali limiti di questo modello.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

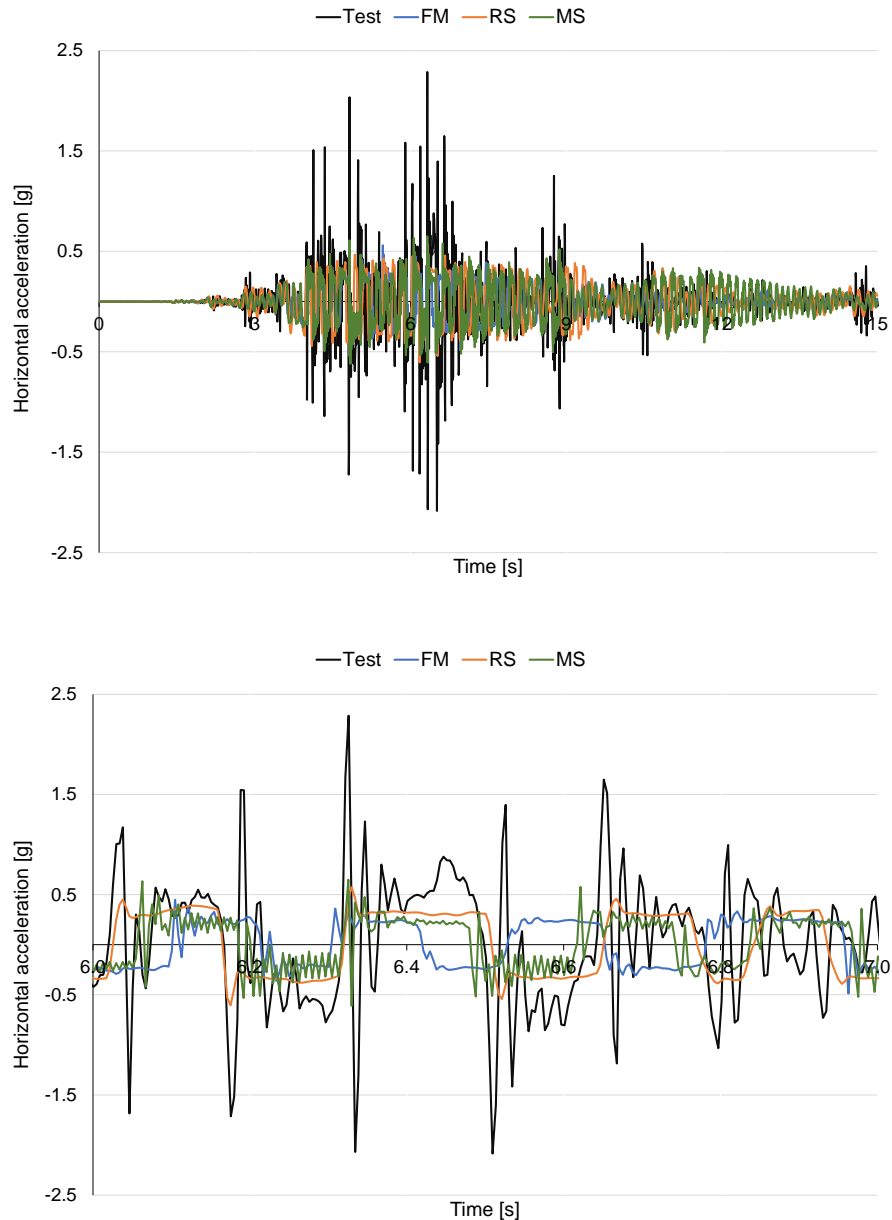


Figura 43. Confronto tra risultati analitici (FM, RS e MS) e sperimentali (test) in termini di accelerazioni orizzontali alla base della parete per lo scenario di Knoxville (MidGen). / Comparison between analytical (FM, RS and MS) and experimental (test) horizontal accelerations at the base of the wall for the case of Knoxville (MidGen).

Le accelerazioni orizzontali mostrano un comportamento simile dei tre modelli: non riescono a cogliere l'esatto valore di picco, ma ne individuano l'andamento. Successivamente, sono stati inseriti nella modellazione i dissipatori isteretici alla base. È stato inizialmente esaminato il caso di Seattle-4. I modelli sono stati sottoposti consecutivamente a quattro volte l'input sismico di Seattle e sono stati estratti i risultati inerenti l'ultimo accelerogramma.

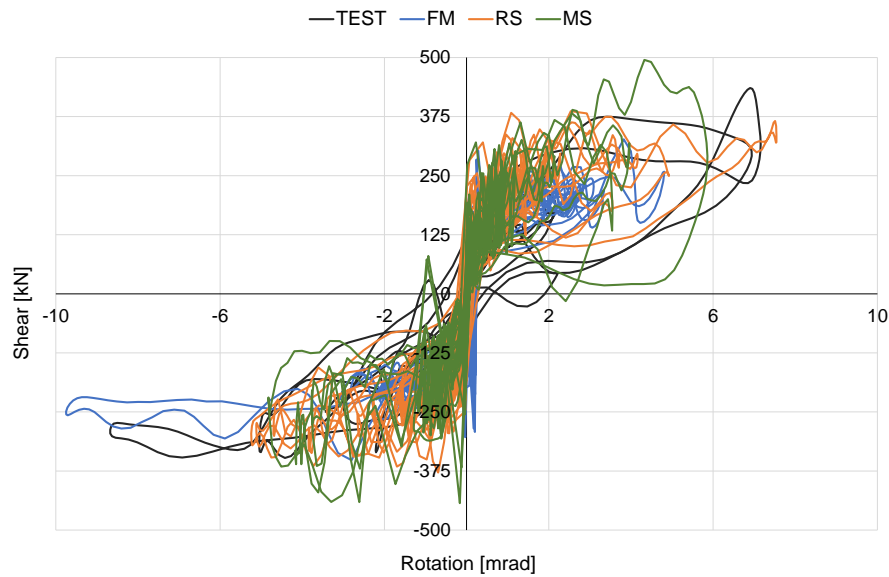


Figura 44. Confronto tra le tre differenti modellazioni (FM, RS e MS) e i risultati sperimentali (test) in termini di taglio-rotazione alla base della parete per lo scenario di Seattle (MidasGen). / Comparison between the numerical results of the three different models (FM, RS and MS) and the experimental results (test) in terms of shear-rotation at the base of the wall for the case of Seattle (MidasGen).

L'inserimento dei dissipatori nelle tre modellazioni, nonostante permetta di cogliere alcuni aspetti fondamentali del comportamento globale, causa la nascita di problemi di convergenza nell'analisi, con la nascita di picchi di accelerazione iniziali. Il modello MS evidenzia un comportamento pressoché simmetrico a trazione e compressione, seppur i valori di rotazione massima raggiunti dalla parete risultano inferiori rispetto a quelli rilevati sperimentalmente. La modellazione RS ha un comportamento, per rotazioni negative, simile al modello MS; mentre per rotazioni positive evidenzia un comportamento più consono al test.

Infine, il modello FM riesce a cogliere il massimo valore delle rotazioni negative, ma evidenzia una significativa sottostima rispetto a quelle positive. Questo può essere dovuto a problemi di natura numerica, alla plasticizzazione cumulata delle fibre o alla successione delle rotazioni nell'analisi.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

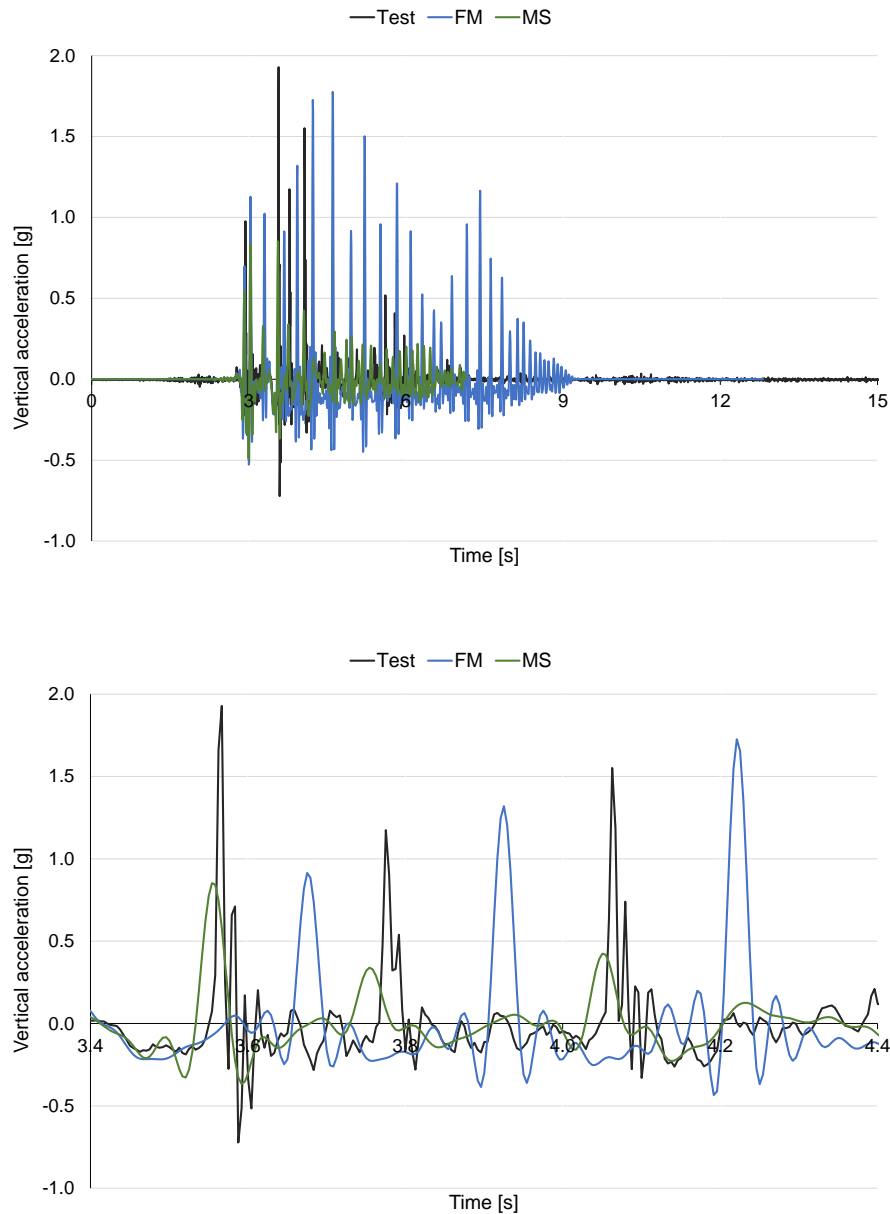


Figura 45. Confronto tra risultati analitici (FM e MS) e sperimentali (test) in termini di accelerazioni verticali alla base della parete per lo scenario di Seattle (MidasGen). / Comparison between analytical (FM and MS) and experimental (test) vertical accelerations at the base of the wall for the case of Seattle (MidasGen).

Il modello MS riesce a cogliere l'andamento e la posizione temporale dei picchi di accelerazione verticale, cioè gli istanti di sollevamento e urto della parete sulla fondazione; seppur i valori massimi siano inferiori rispetto a quelli rilevati dal test. Il modello FM, invece, risulta sfalsato nella risposta, in quanto non riesce a rilevare l'esatto istante in cui si verifica l'urto della parete (seppur i valori massimi dei picchi siano più simili ai risultati del test rispetto a quelli evidenziati dal modello MS).

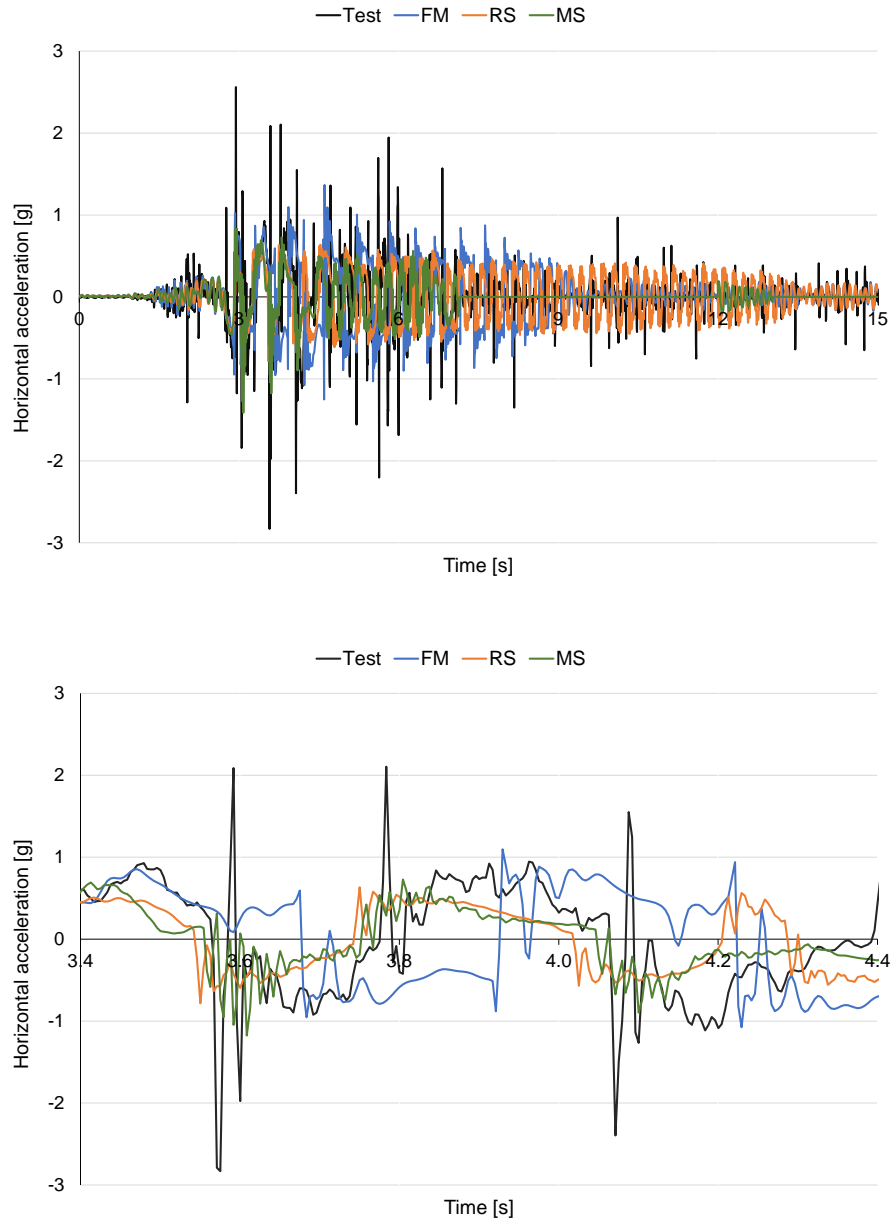
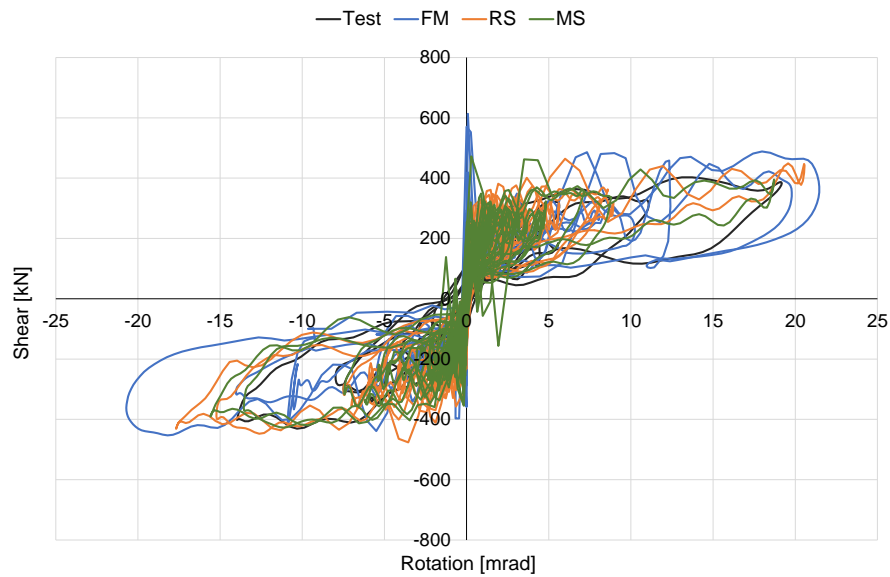


Figura 46. Confronto tra risultati analitici (FM, RS e MS) e sperimentali (test) in termini di accelerazioni orizzontali alla base della parete per lo scenario di Seattle (MidasGen). / Comparison between analytical (FM, RS and MS) and experimental (test) horizontal accelerations at the base of the wall for the case of Seattle (MidasGen).

Il modello FM risulta poco adatto a cogliere l'andamento delle accelerazioni orizzontali, mentre i modelli MS e RS, seppur con valori inferiori rispetto a quelli rilevati nel test, evidenziano una risposta migliore.

Per quanto riguarda Berkeley-DBE (cioè Design Basis Earthquake), cioè lo scenario caratterizzato dall'intensità sismica più alta, si riportano di seguito i risultati ottenuti (da Figura 47 a Figura 49).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS



*Figura 47. Confronto tra le tre differenti modellazioni (FM, RS e MS) e i risultati sperimentali (test) in termini di taglio-rotazione alla base della parete per lo scenario di Berkeley-DBE (MidasGen). / Comparison between the numerical results of the three different models (FM, RS and MS) and the experimental results (test) in terms of shear-rotation at the base of the wall for the case of Berkeley-DBE (MidasGen).*

I modelli MS e RS simulano bene la risposta globale della parete in termini di taglio-rotazione; con valori massimi prossimi a quelli sviluppati durante il test. Il modello FM è caratterizzato da rotazioni maggiori e disturbi iniziali nella risposta.

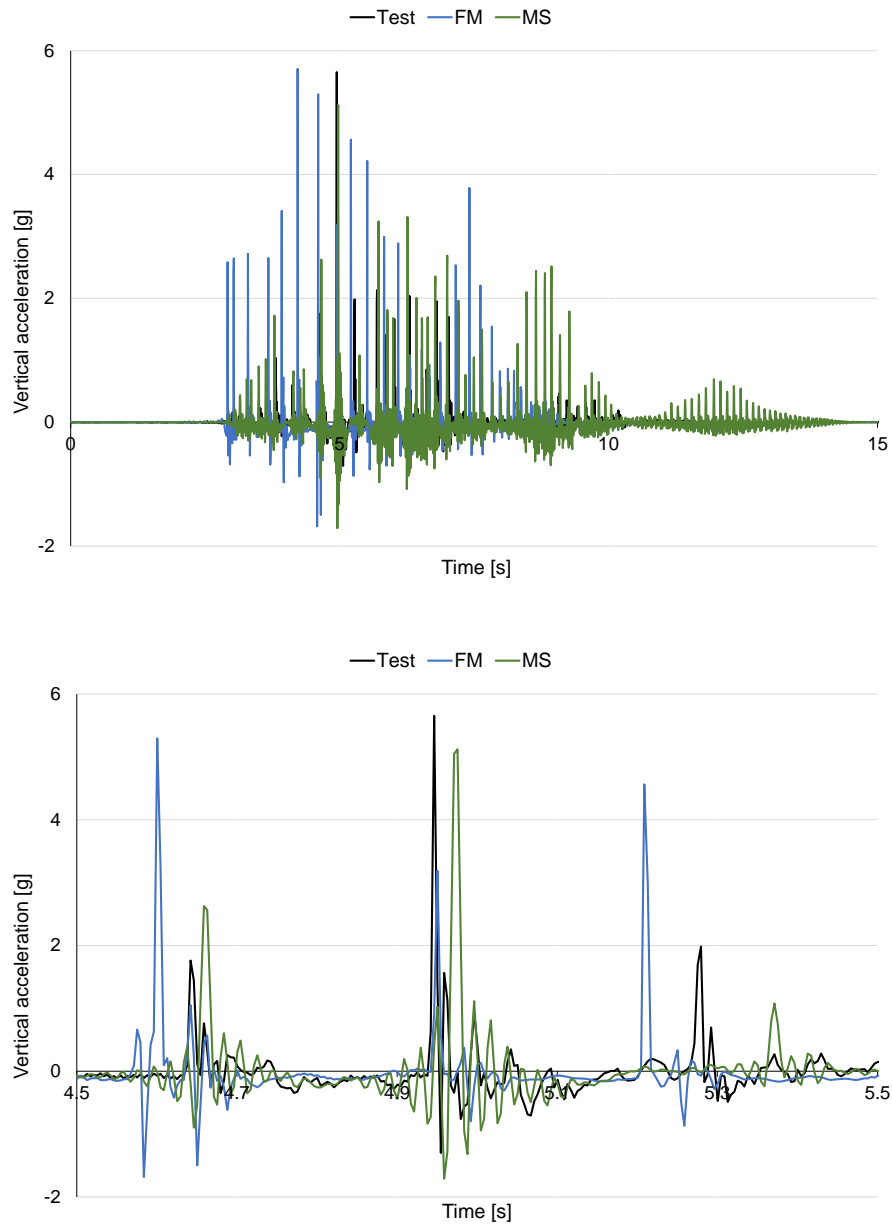


Figura 48. Confronto tra risultati analitici (FM e MS) e sperimentali (test) in termini di accelerazioni verticali alla base della parete per lo scenario di Berkeley-DBE (MidasGen). / Comparison between analytical (FM and MS) and experimental (test) vertical accelerations at the base of the wall for the case of Berkeley-DBE (MidasGen).

Sia il modello FM sia quello MS riescono a cogliere abbastanza bene la nascita dei picchi di accelerazione verticale.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

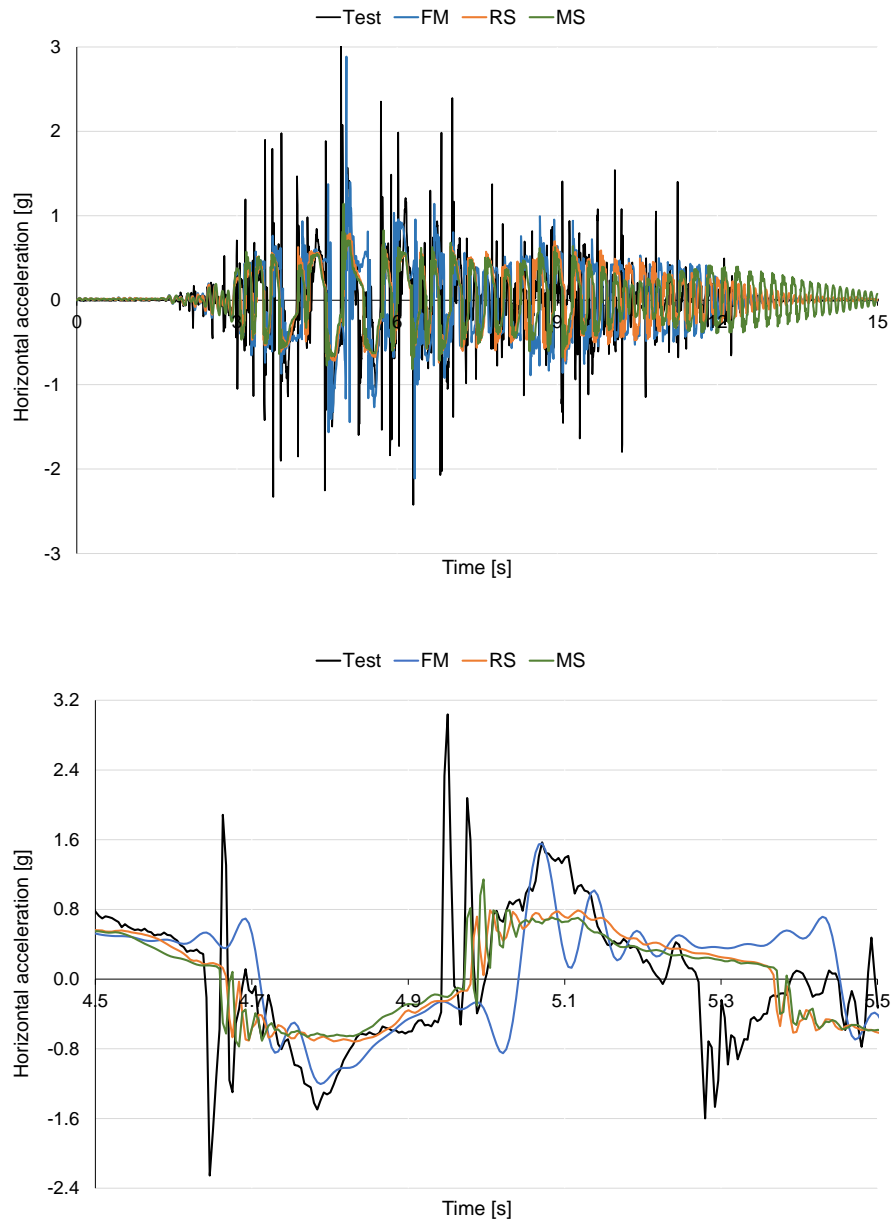


Figura 49. Confronto tra risultati analitici (FM, RS e MS) e sperimentali (test) in termini di accelerazioni orizzontali alla base della parete per lo scenario di Berkeley-DBE (MidasGen). / Comparison between analytical (FM, RS and MS) and experimental (test) horizontal accelerations at the base of the wall for the case of Berkeley-DBE (MidasGen).

I modelli MS e RS riescono a cogliere l'istante esatto di sviluppo dei picchi di accelerazione orizzontale. Soffermandoci sul caso di Berkeley-DBE, sono state condotte ulteriori valutazioni al fine di studiare l'influenza del livello di smorzamento alla Rayleigh sulle diverse modellazioni condotte. Questo ha permesso di individuare il valore di smorzamento più consono a rappresentare il comportamento della parete ibrida. Valori inferiori del coefficiente causano lo sviluppo di rotazioni maggiori alla base della parete e, conseguentemente, spostamenti maggiori in sommità (maggior dondolio), a fronte però di un graduale aumento del valore assunto dai picchi di accelerazione, siano essi di tipo orizzontale o verticale.



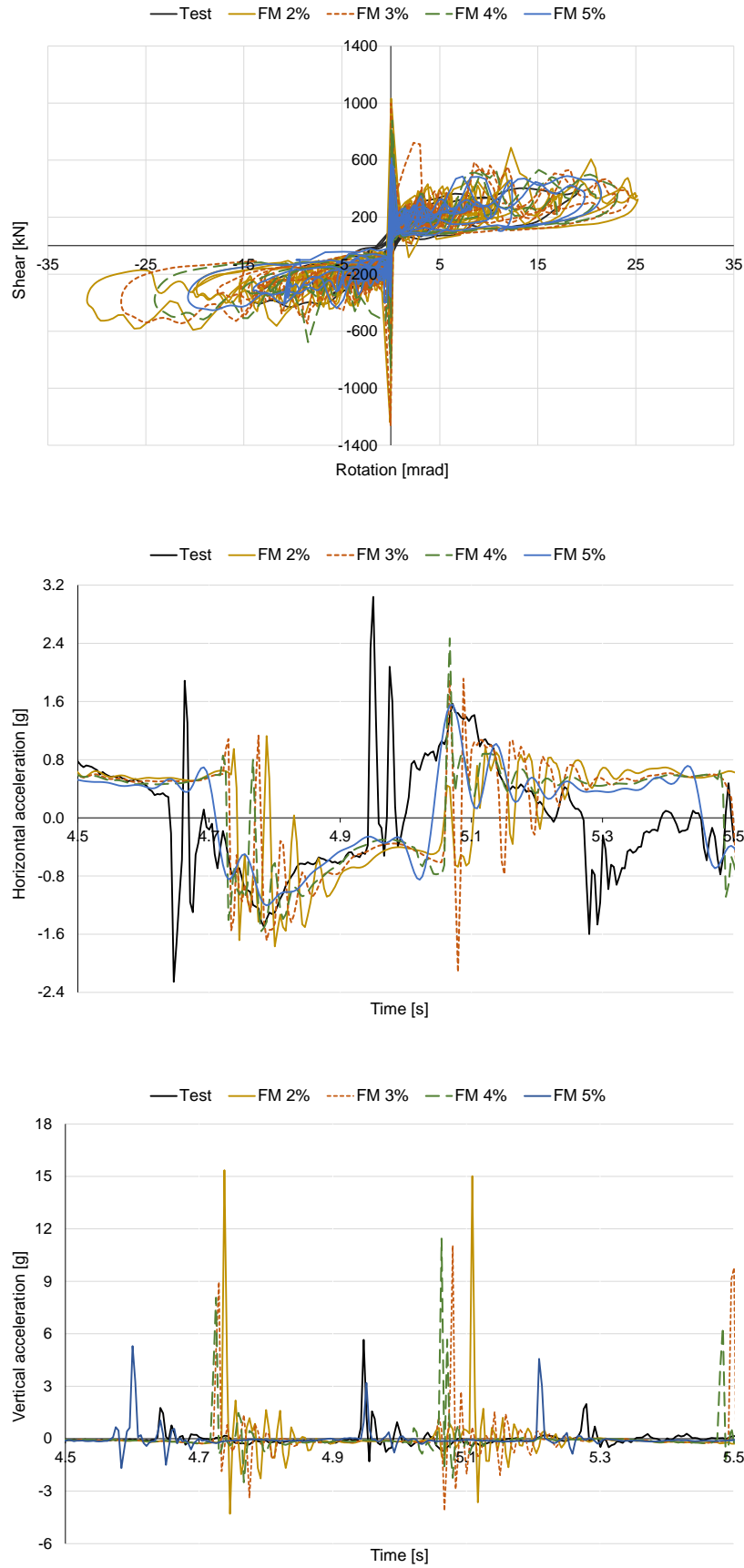


Figura 50. Risposta della parete rocking con modellazione a fibre per differenti valori dello smorzamento alla Rayleigh per il caso di Berkeley-DBE (MidasGen). / North wall response in function of the different Rayleigh damping for the fiber model in the case of Berkeley-DBE (MidasGen).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

Considerando il modello FM, la diminuzione del livello di smorzamento causa l'aumento dei picchi di accelerazione, sia come intensità sia come densità. Il modello FM, con valore di smorzamento pari al 5%, è quello più consono a indagare il comportamento sperimentale.

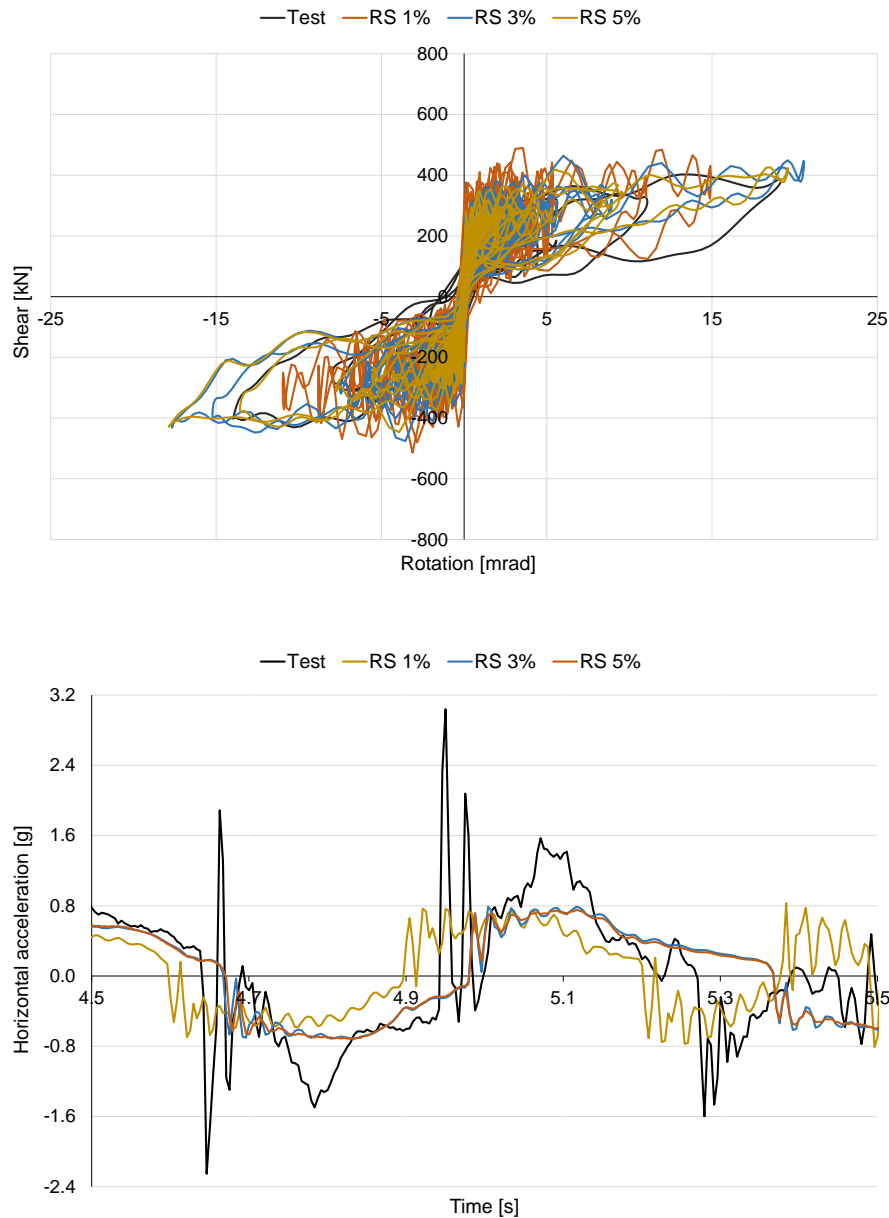


Figura 51. Risposta della parete rocking modellata con molla rotazionale in funzione del fattore di smorzamento alla Rayleigh per il caso di Berkeley-DBE (MidasGen). / North wall response in function of the different Rayleigh damping for the rotational spring model in the case of Berkeley-DBE (MidasGen).

Sono stati condotti dei test di smorzamento anche per il modello MS. I risultati ottenuti con valore di smorzamento pari al 3 e al 5% sono pressoché identici in termini di accelerazione verticale.

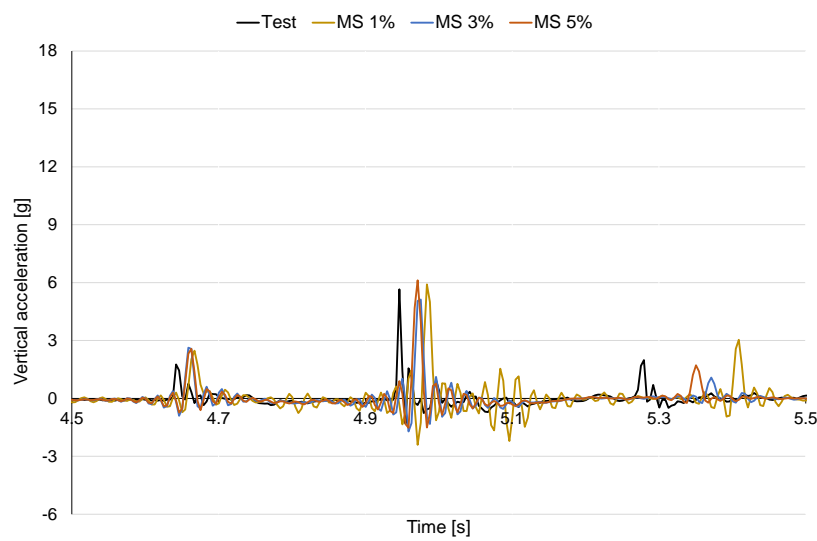
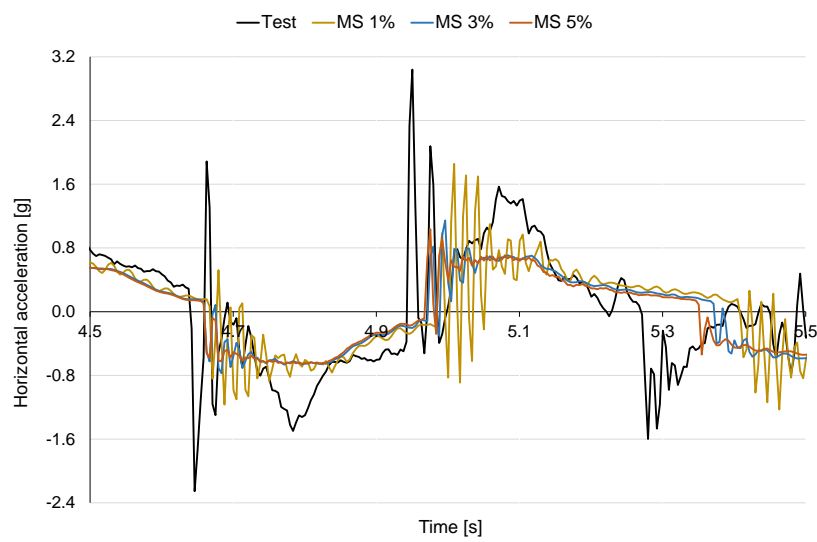
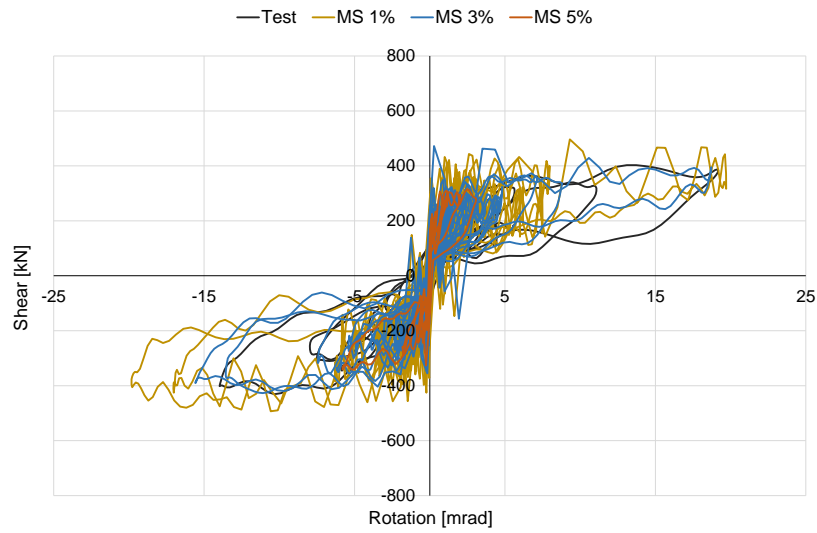
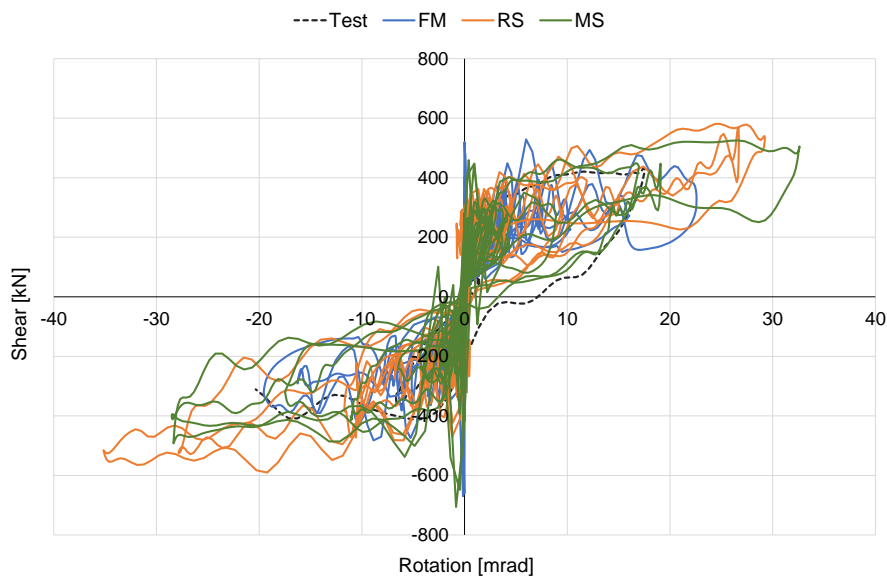


Figura 52. Risposta della parete rocking con modellazione a molle traslazionali alla base in funzione del fattore di smorzamento alla Rayleigh per il caso di Berkeley-DBE (MidasGen). / North wall response in function of the different Rayleigh damping for the MS modeling in the case of Berkeley-DBE (MidasGen).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

È possibile constatare che il livello ottimale di smorzamento cambia in funzione del tipo di modellazione adottata; infatti, il modello FM restituisce dei migliori risultati, se confrontati con i dati sperimentali, nel caso di smorzamento pari al 5%. Diversamente i casi di MS e RS, in cui il livello di smorzamento ottimale è pari al 3%. Tutti gli smorzamenti utilizzati si riferiscono al modello di Rayleigh, con coefficiente di smorzamento proporzionale alle masse e alla rigidezza tangente. Il parametro di convergenza è stato sempre assunto pari a  $10^{-7}$ .

Infine, per il caso di Berkeley-MCE, cioè Maximum Considered Earthquake, l'analisi dinamica non lineare è stata interrotta a 4.8s a causa della rottura dei cavi PT occorsa durante il test sperimentale.



*Figura 53. Confronto tra i risultati analitici e sperimentali in termini di taglio-rotazione per lo scenario di Berkeley-MCE (MidasGen). / Comparison between analytical and experimental shear-rotation results for the case of Berkeley-MCE (MidasGen).*

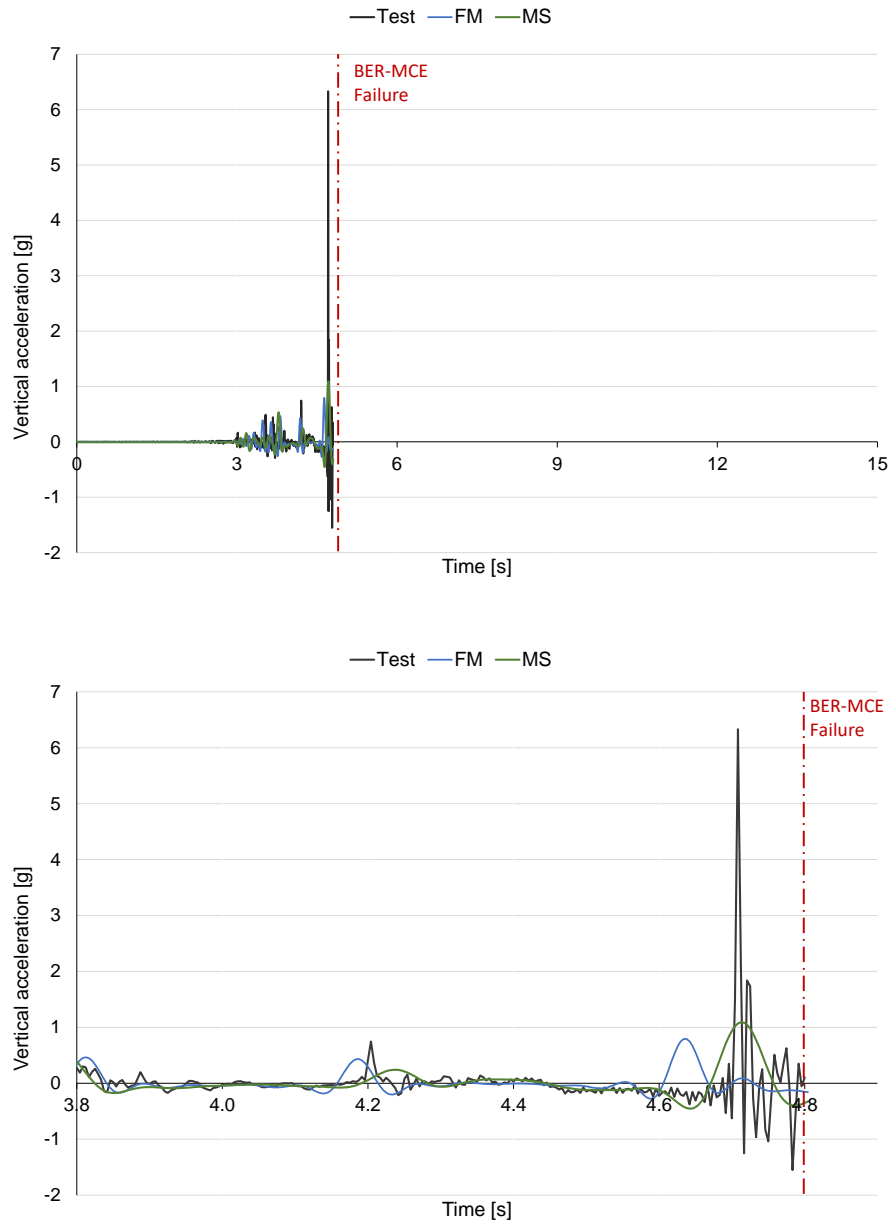


Figura 54. Confronto dei risultati analitici (FM e MS) con quelli sperimentali (test) in termini di accelerazioni verticali per lo scenario di Berkeley-MCE (MidasGen). / Comparison between analytical (FM and MS) and experimental vertical accelerations for the case of Berkeley-MCE (MidasGen).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

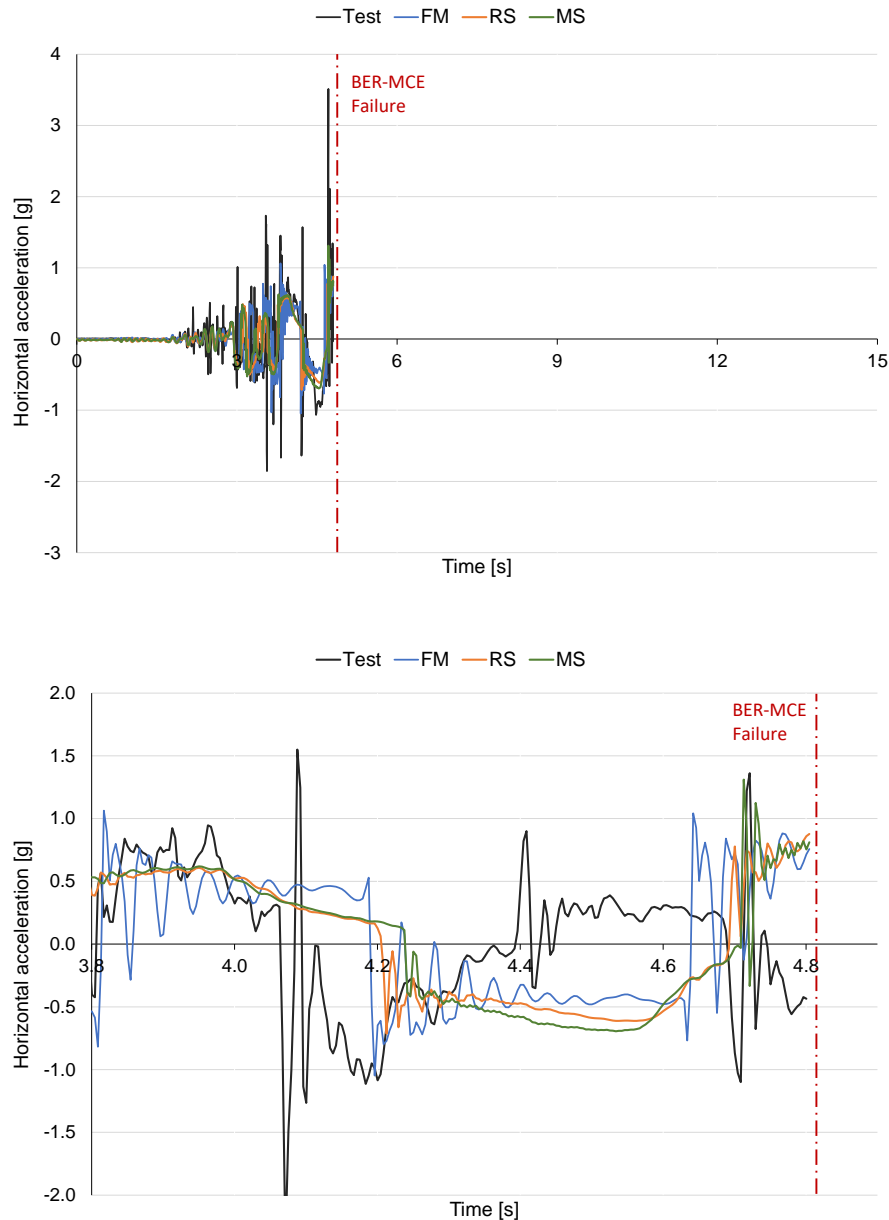


Figura 55. Confronto tra risultati analitici (FM, RS e MS) in termini di accelerazione orizzontale per lo scenario di Berkeley-MCE (MidasGen). / Comparison between analytical (FM, RS and MS) and experimental horizontal accelerations for the case of Berkeley-MCE (MidasGen).

Successivamente è stata condotta la modellazione in Abaqus CAE, utilizzando una modellazione implicita. Durante l'analisi è stata utilizzata una dissipazione di tipo moderate dissipation, con valore del parametro  $\alpha$  pari a -0.33, cioè valore al quale è attribuito lo smorzamento massimo. Il modello con Abaqus è stato confrontato con il modello a fibre realizzato in Midas GEN. In Figura 56 sono stati riportati i risultati ottenuti con la modellazione 3D della singola parete in Abaqus.

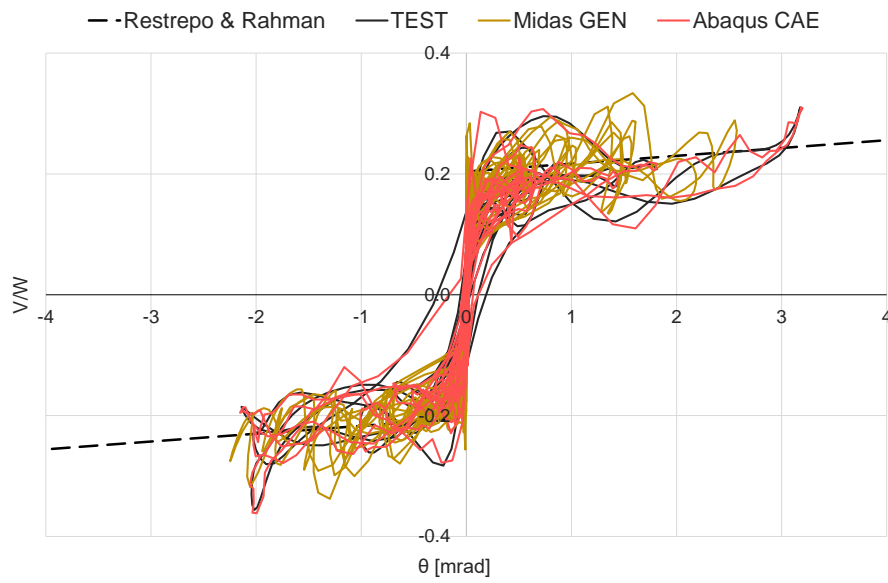


Figura 56. Confronto tra la risposta analitica (MidasGen e Abaqus CAE), sperimentale (test) e numerica (Restrepo & Rahman) in termini di taglio-rotazione per il caso di Knoxville (modello FM). / Comparison between analytical (MidasGen and Abaqus CAE), experimental (test) and numerical (Restrepo & Rahman) shear-rotation response for the case of Knoxville (FM model).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

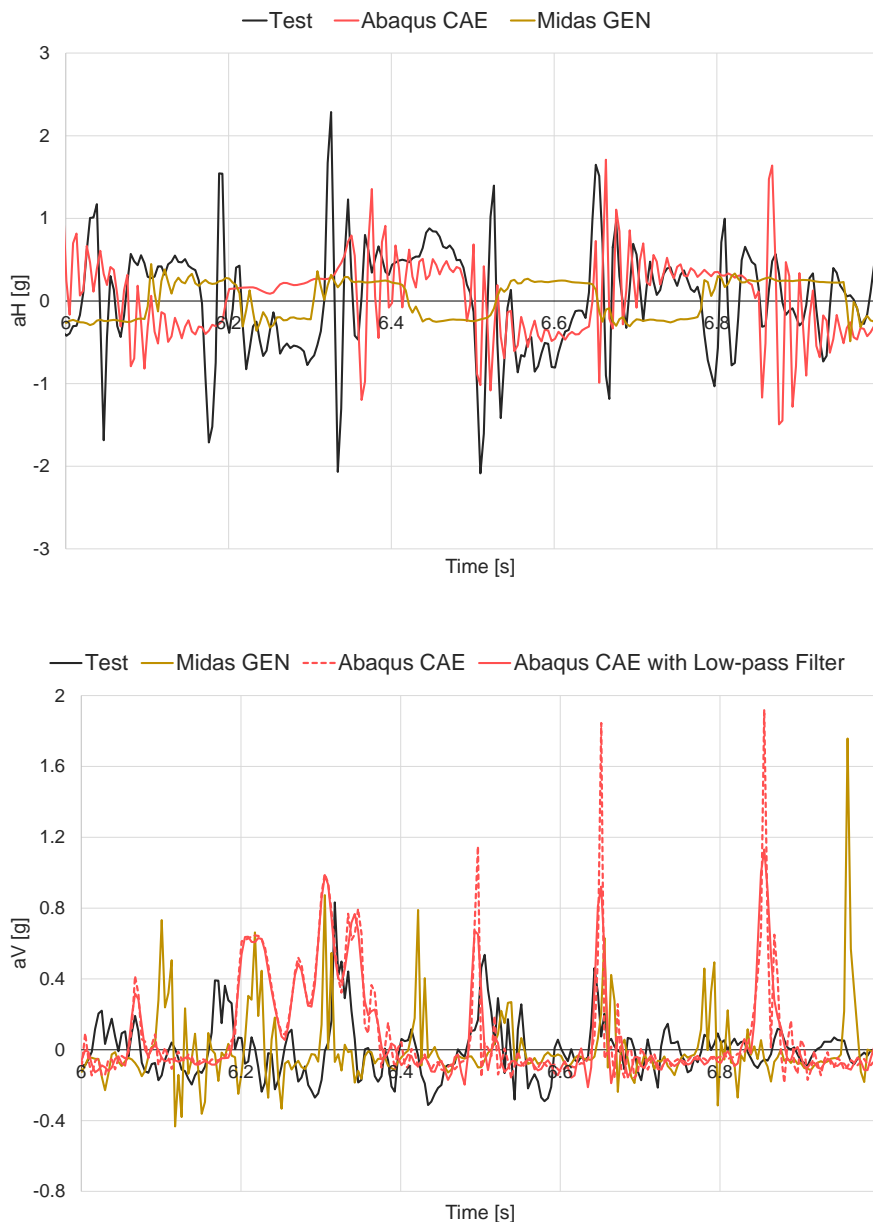


Figura 57. Confronto tra la risposta analitica (MidasGen e Abaqus CAE con e senza filtro) e sperimentale (test) in termini di accelerazione orizzontale e verticale per il caso di Knoxville (modello FM). / Comparison between analytical (MidasGen and Abaqus CAE with and without low-pass filter) and experimental (test) horizontal and vertical accelerations response for the case of Knoxville (FM model).

Il modello a fibre realizzato in Abaqus CAE riesce a cogliere il reale comportamento taglio-rotazione della parete in quanto le risposte analitica e sperimentale sono pressoché identiche, con dei netti miglioramenti sia in termini di rotazione massima sia di taglio rispetto al modello effettuato in MidasGen. Dal punto di vista delle accelerazioni, il modello in Abaqus CAE riesce a cogliere l'andamento delle accelerazioni orizzontali, ma risulta inappropriato per l'analisi di quelle verticali. Infatti, i picchi di queste ultime risultano superiori di circa un ordine di grandezza rispetto ai valori massimi desunti sperimentalmente.



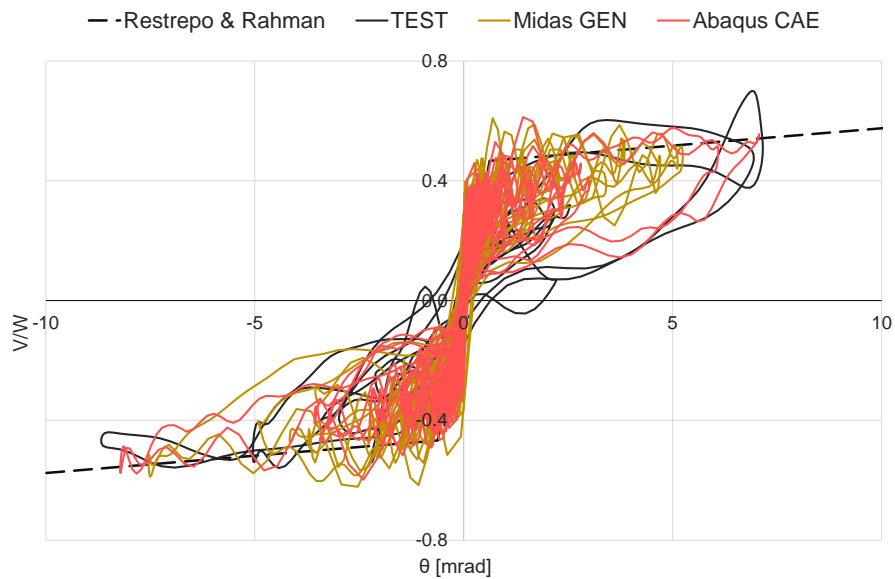
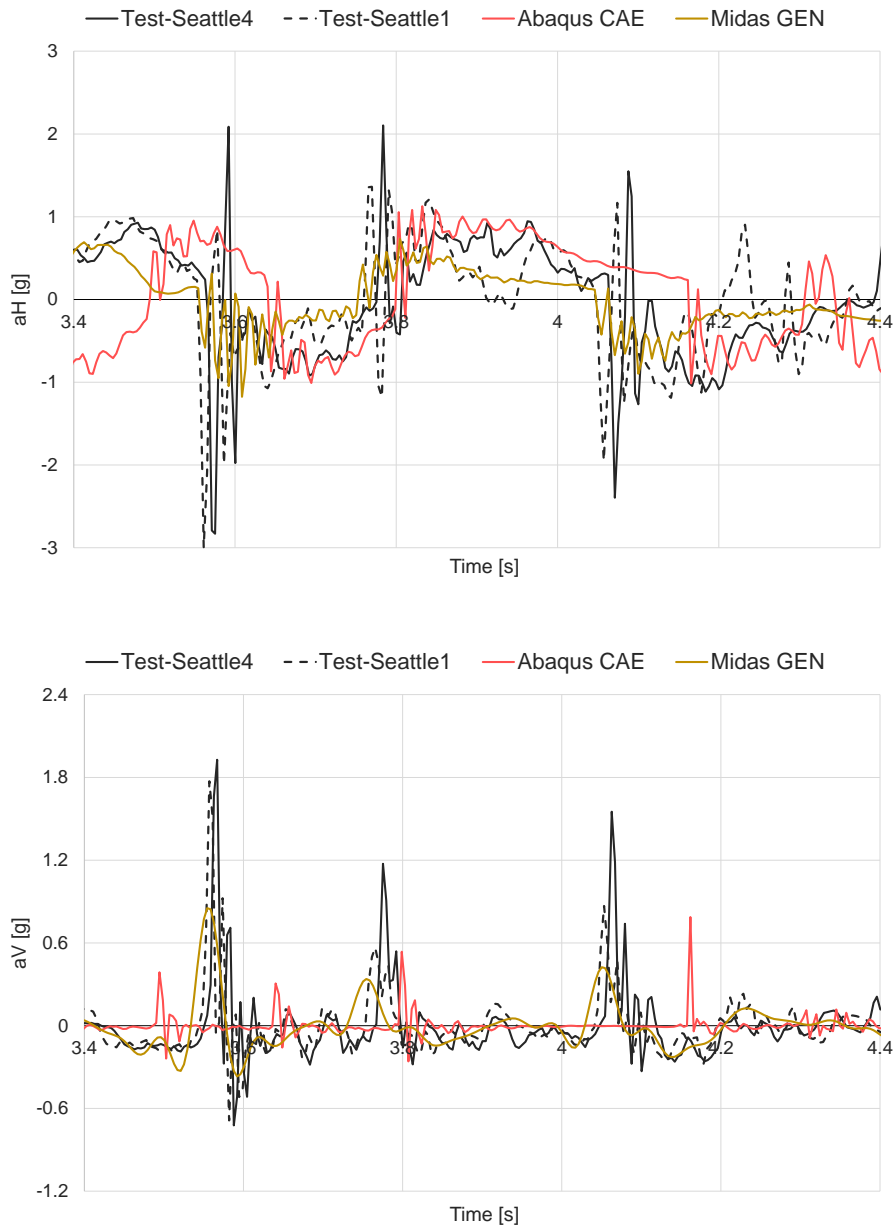


Figura 58. Confronto tra la risposta analitica (MidasGen e Abaqus CAE), sperimentale (test) e numerica (Restrepo & Rahman) in termini di taglio-rotazione per il caso di Seattle(4) (modello FM). / Comparison between analytical (MidasGen and Abaqus CAE), experimental (test) and numerical (Restrepo & Rahman) shear-rotation response for the case of Seattle(4) (FM model).

Per quanto riguarda invece il caso di Seattle. Anche in questo scenario la modellazione eseguita in Abaqus CAE risulta adatta a rappresentare il comportamento globale della parete, in termini di taglio-rotazione alla base. I valori massimi di rotazione ottenuti analiticamente sono pressoché identici a quelli sviluppati nei test sperimentali.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS



*Figura 59. Confronto tra i risultati analitici (MidasGen e Abaqus CAE) e sperimentali (test) in termini di accelerazioni per lo scenario di Seattle-4 (modello FM). / Comparison between analytical (MidasGen and Abaqus CAE) and experimental (test) accelerations for the case of Seattle-4 (FM model).*

In Figura 59 sono riportati anche i risultati sperimentali ottenuti con Seattle-1, cioè sottoponendo la parete alla sola intensità sismica di Seattle. I risultati delle accelerazioni ricalcano quanto precedentemente detto per il caso di Knoxville.

Per concludere, è stato esaminato il caso di Berkeley-DBE (Figura 60 e Figura 61).

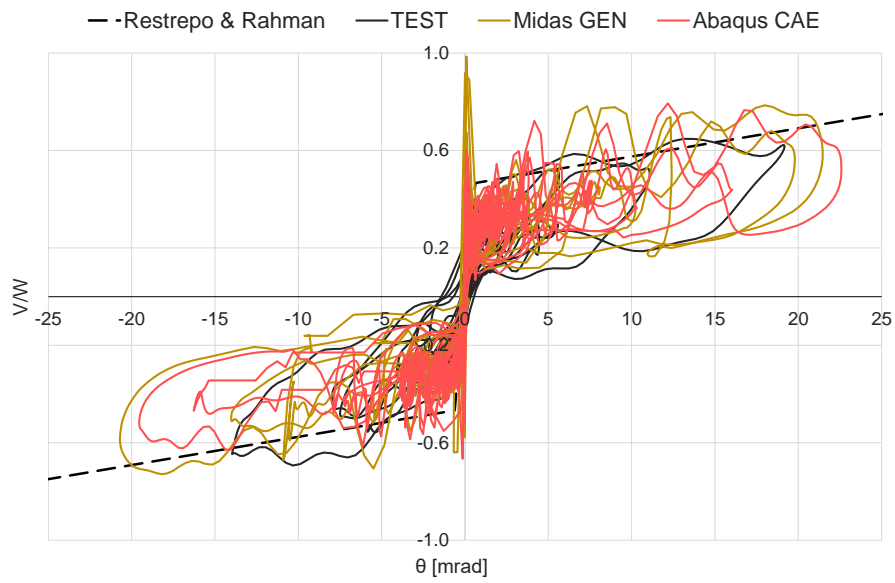


Figura 60. Confronto tra la risposta analitica (MidasGen e Abaqus CAE), sperimentale (test) e numerica (Restrepo & Rahman) in termini di taglio-rotazione per il caso di Berkeley-DBE (modello FM). / Comparison between analytical (MidasGen and Abaqus CAE), experimental (test) and numerical (Restrepo & Rahman) shear-rotation response for the case of Berkeley-DBE (FM model).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

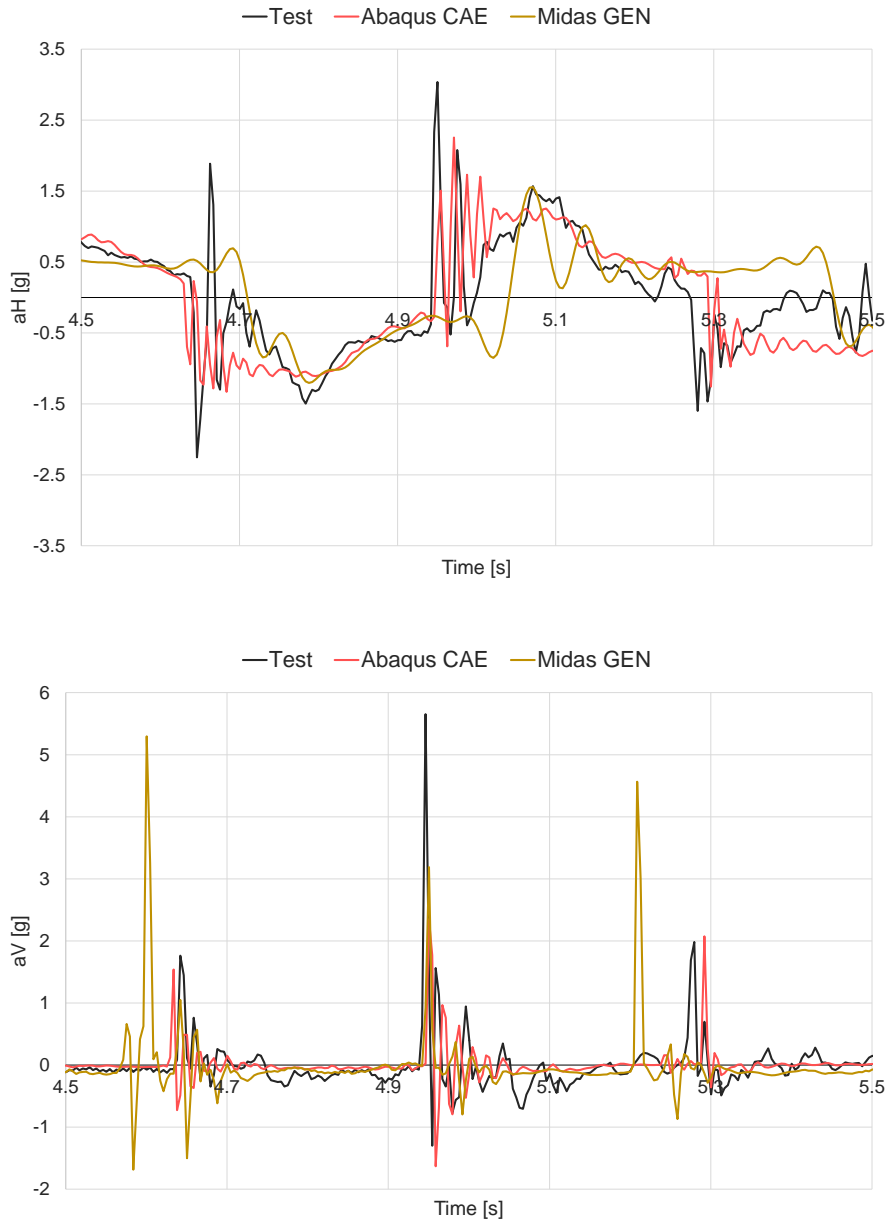


Figura 61. Confronto tra risultati analitici (MidasGen e Abaqus CAE) e sperimentali (test) in termini di accelerazioni per lo scenario di Berkeley-DBE (modello FM). / Comparison between analytical (MidasGen and Abaqus CAE) and experimental (test) accelerations for the case of Berkeley-DBE (FM model).

Anche in questo caso valgono le considerazioni fatte precedentemente; l'andamento della risposta taglio-rotazione e delle accelerazioni è in linea con quanto ottenuto sperimentalmente. In generale, il modello tridimensionale della singola parete eseguito in Abaqus CAE riesce a cogliere bene il comportamento globale, cioè taglio-rotazione. Esso inoltre permette di ottenere risultati accettabili anche per quanto riguarda le accelerazioni, siano esse orizzontali o verticali.

Successivamente sono state condotte le analisi time history in OpenSEES per le tre differenti tipologie di modellazione: cioè FM, MS e RS. Il software OpenSEES permette, oltre ad una più facile gestione e analisi dei modelli se abbinato al software Matlab, di

parametrizzare le analisi ed estrarre in modo automatico i risultati. I vantaggi di questo software, rispetto alle analisi condotte con MidasGen e Abaqus CAE, risiedono proprio nella velocità di post-processamento degli output e nella facilità di parametrizzazione dei modelli; è quindi possibile eseguire più analisi in successione.

Per la modellazione a fibre in OpenSEES è stato utilizzato il legame Concrete01 per la modellazione della zona rocking di interfaccia parete-fondazione, di altezza pari a 25.4mm, e il legame Concrete07 per la modellazione della sezione di calcestruzzo con rigidità ridotta alla base, di ampiezza pari a 10mm. È stato verificato che la modifica di quest'ultima altezza, ipotizzando un possibile incremento di questa sezione da 1 a 13.2cm, non influisce sui risultati dell'analisi.

*uniaxialMaterial Concrete01 \$matTag \$fc \$sepsco \$fcu \$sepscu*

*uniaxialMaterial Concrete07 \$matTag \$fc \$sec \$ec \$ft \$et \$xp \$xn \$r*

Al fine di migliorare le analisi ed ottenere dei risultati analitici il più possibile prossimi ai risultati sperimentali sono state eseguite delle analisi di sensibilità sui parametri principali associati a ciascun tipo di modellazione.

### ***Analisi di sensibilità / Sensitivity analysis***

L'analisi di sensibilità è stata condotta con l'utilizzo del cosiddetto Tornado Diagram. Esso è un metodo che consente di valutare l'influenza della variazione di determinati parametri sulla risposta locale e/o globale del modello. Esso consente quindi di stilare una scala di importanza tra i diversi parametri in gioco e definire quali richiedano un maggiore studio e la cui variazione influisce significativamente sulla risposta della struttura (Bressanelli et al., 2021).

In Figura 62 è rappresentata l'influenza in percentuale dei parametri principali del modello a fibre sullo spostamento massimo della parete in corrispondenza del terzo impalcato, cioè a quota 5.943m dal livello della fondazione. I principali parametri che regolano questa modellazione sono la lunghezza non aderente dei dissipatori  $L_d$ , la rigidità del calcestruzzo all'interfaccia parete-fondazione  $E_{rock}$  (cioè nella zona interessata dal rocking) e la rigidità abbattuta del calcestruzzo nella zona immediatamente sopra l'interfaccia  $E_{conf}$ . I parametri legati alla discretizzazione della sezione a fibre e dello smorzamento alla Rayleigh rivestono invece un ruolo secondario, in quanto non influiscono in modo significativo sulla risposta locale della parete.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

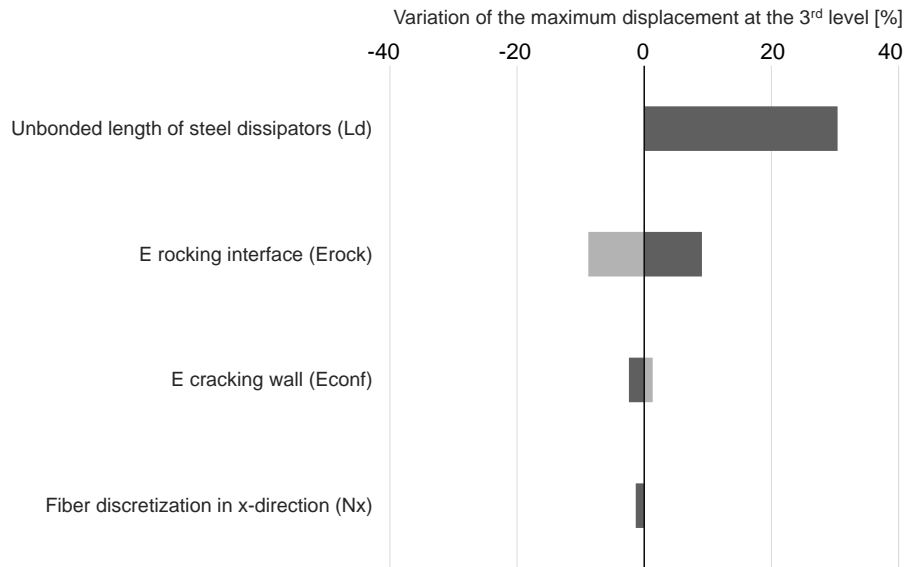


Figura 62. Analisi di sensibilità con il software OpenSEES sul modello FM (Seattle-4). / Tornado diagram obtained by the sensitivity analyses conducted with OpenSEES for the FM model (Seattle-4).

In Figura 62 sono rappresentati unicamente i risultati ottenuti con lo scenario sismico di Seattle-4, in quanto quelli ottenuti con Berkeley-DBE risultano pressoché identici (robustezza del modello a fibre).

In Figura 63 è rappresentata l'influenza dei parametri principali del modello a molle traslazionali sullo spostamento massimo della parete in corrispondenza del terzo impalcato. I principali parametri sono rappresentati dalla lunghezza non aderente dei dissipatori  $L_d$  e dalla rigidità delle molle traslazionali  $K$  (e quindi dalla scelta del parametro  $L$ ). I parametri legati allo smorzamento alla Rayleigh rivestono invece un ruolo secondario.

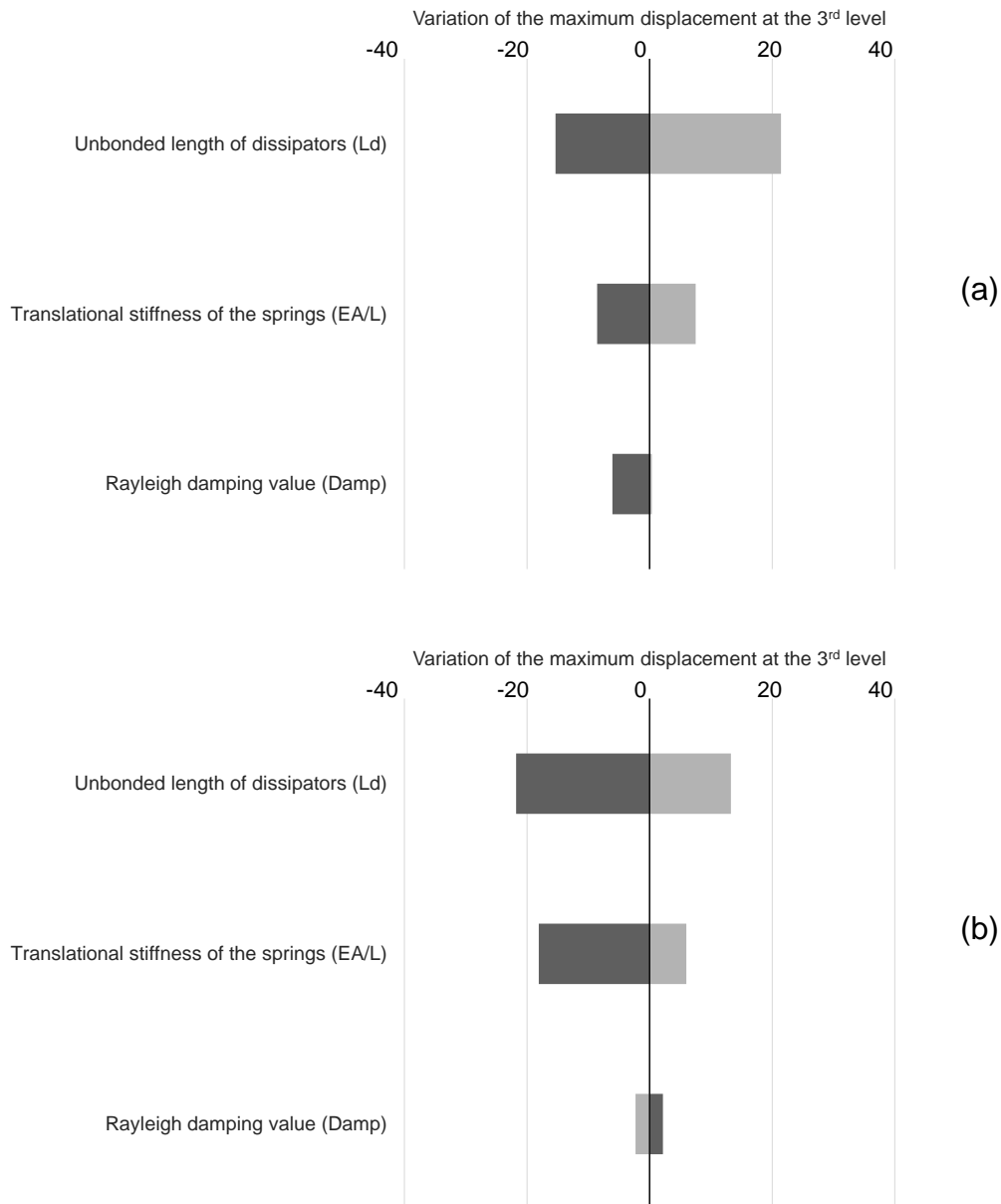


Figura 63. Analisi di sensibilità condotta con il software OpenSEES sul modello MS per Seattle-4 (a) e Berkeley-DBE (b).  
/ Tornado diagram obtained by the sensitivity analyses conducted with the software OpenSEES for the MS model for Seattle-4 (a) and Berkeley-DBE (b).

Sono state condotte numerose analisi modificando i principali parametri desunti dall'analisi di sensibilità al fine di definire una risposta analitica il più possibile prossima ai risultati sperimentali. Sulla base di questi studi e di quanto presente in letteratura sono stati definiti i seguenti valori di partenza per ciascun parametro significativo presente nell'analisi. Nello specifico, per quanto riguarda il modello a molle traslazionali, sulla base degli studi condotti da Belleri et al. (2013), i quali hanno evidenziato l'indipendenza dei risultati dell'analisi dal numero massimo di molle traslazionali implementate, sono state modellate venticinque molle all'interfaccia parete-fondazione, agenti in sola compressione (Qureshi et al., 2016). Infatti, gli studi di ricerca condotti da Spieth et al. (2004) e Pennucci (2008) suggeriscono

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

l'utilizzo di almeno 8 molle traslazionali al fine di predire in modo accurato la posizione dell'asse neutro alla base della parete rocking. La rigidità iniziale delle molle traslazionali è stata calcolata considerando una lunghezza iniziale pari alla metà della larghezza della parete (Conley et al., 2002; Spieth et al., 2004; Trono, 2014). A supporto di ciò, dagli studi condotti da Marriott (2009) è stata definita un'equazione empirica per il calcolo approssimato della rigidità: attraverso questa espressione la lunghezza iniziale risulta pari al 45% della larghezza della parete, e quindi prossima al valore iniziale utilizzato in questo progetto di ricerca. La rigidità nulla a trazione delle molle permette di simulare l'apertura di fessura. Per quanto riguarda il modello RS, la rigidità della molla rotazionale alla base della parete, e quindi la definizione del comportamento momento-rotazione della stessa, è stata calibrata sulla base delle formulazioni contenute in Restrepo et al. (2007).

Infine, è stato realizzato il modello a fibre. Alla base della parete è stato inserito un elemento a fibre con rigidità pari a 280MPa, cioè pari al modulo elastico della malta presente all'interfaccia parete-fondazione ridotto di due ordini di grandezza, di estensione pari a 2.5cm. La scelta di adottare un modulo di rigidità  $E$  abbattuto è giustificata dal voler ottenere un rapporto  $EA/L$  compatibile tra il modello MS e quello FM; infatti, così facendo, l'abbattimento di due ordini di grandezza compensa il parametro  $L$  che nel caso di modello FM è pari a 2.5cm, mentre nel caso MS è pari a  $0.5 \cdot l_w$ , dove  $l_w$  è la larghezza della parete pari a 2.438m. Al di sopra della zona rocking è presente un ulteriore tratto, di estensione pari a 1cm, a cui sono state attribuite le caratteristiche del calcestruzzo con modulo elastico ridotto al 60% (Twigden et al., 2018) e quindi pari a 22560MPa. Inoltre, sempre per quanto riguarda il modello a fibre, è stato utilizzato un legame elastico bilineare per i cavi post-tesi con modulo elastico pari a 210GPa, modulo tangente post snervamento pari a 21GPa e deformazione a snervamento pari a 0.0557. I dissipatori sono stati modellati con elementi di tipo truss, con legame isteretico di tipo Dodd-Restrepo. La parete è stata modellata con elementi beam con formulazione secondo Bernoulli, tranne gli elementi rocking (legame uniaxialMaterial di tipo ENT e ampiezza pari a 2.5cm) e confinati (legame uniaxialMaterial di tipo Concrete07, Chang & Mander's 1994 Concrete Model, e ampiezza pari a 1cm) alla base che sono stati modellati con elementi di tipo dispBeamColumn. Per la modellazione del legame isteretico dell'elemento confinato alla base è stato considerato un valore di sforzo a compressione pari a 85.5MPa, a cui corrisponde un valore di deformazione pari a 0.0076, e un valore di sforzo a trazione esiguo pari a 4.556MPa e relativa deformazione pari a 0.121. I valori di  $x_p$  (termine adimensionale che definisce la deformazione superata la quale inizia la discesa in tensione),  $x_n$  (termine adimensionale che definisce la deformazione



alla quale inizia la discesa in compressione) e  $r$  (parametro che controlla il ramo discendente non lineare) sono stati rispettivamente assunti pari a 2, 30 e 1.42.

```

uniaxialMaterial ElasticBilin $matTag $EP1 $EP2 $epsP2
uniaxialMaterial ENT $matTag $E
uniaxialMaterial Concrete07 $matTag $fc $ec $Ec $ft $et $xp $xn $r
element dispBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag

```

Dall'analisi modale è emerso un periodo proprio associato alla parete pari a 0.18s. Esso è coerente con quanto contenuto in Belleri et al. (2013) dove è indicato un valore di periodo  $T_0$  pari a 0.187s.

Vengono di seguito riportati i risultati principali in termini di momento-rotazione, taglio-rotazione e accelerazioni (verticali e orizzontali). Il taglio è stato calcolato moltiplicando le accelerazioni ai vari livelli per il corrispettivo valore di massa concentrata. In tutte le figure seguenti, da Figura 64 a Figura 75, sono stati confrontati i risultati analitici (indicati in blu) con quelli sperimentali (indicati in rosso). Partendo dal caso di Knoxville, privo cioè di dissipatori:

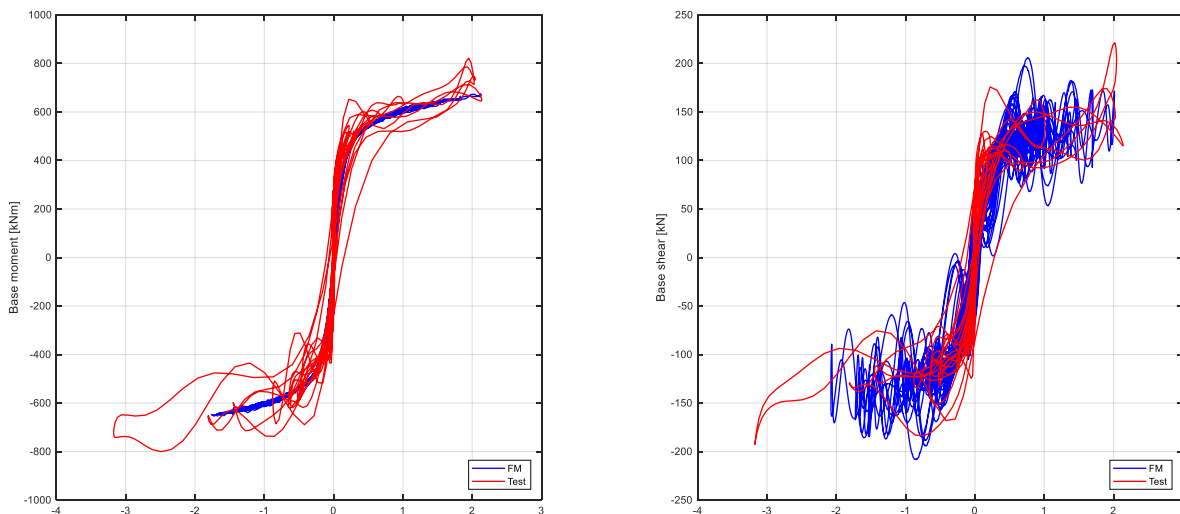


Figura 64. Risposta della parete rocking con modellazione a fibre in termini di rotazione alla base [mrad] sottoposta all'input sismico di Knoxville (OpenSEES). / Response of the FM rocking wall in function of the rotation at the base [mrad] for the Knoxville's ground motion (OpenSEES).

Le accelerazioni assolute di tipo numerico sono state calcolate partendo dalle accelerazioni relative estratte dall'analisi (in funzione del livello esaminato, cioè primo, secondo o terzo impalcato) e sommando a esse le accelerazioni calcolate al livello del terreno (cioè le accelerazioni di input dell'analisi).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

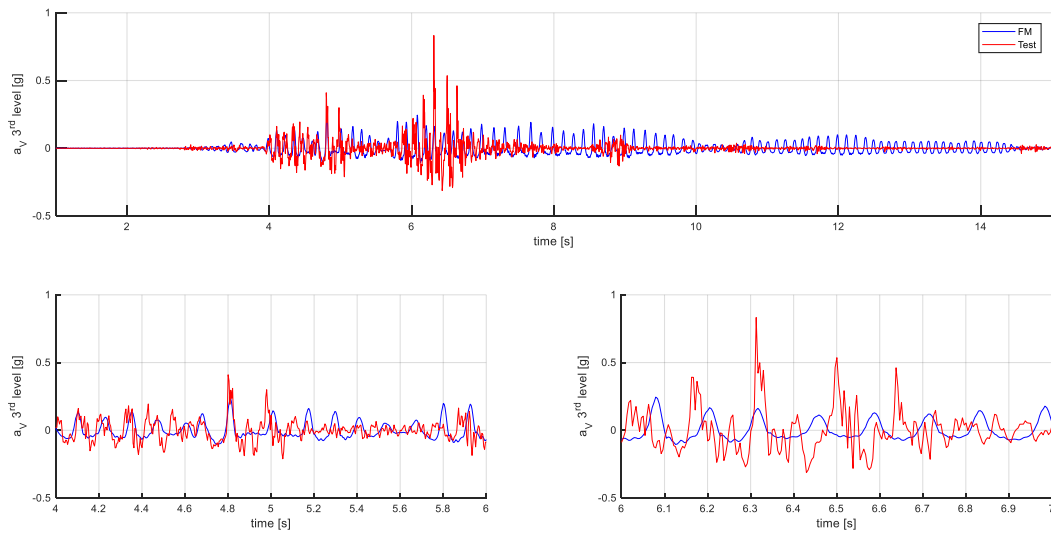


Figura 65. Accelerazione verticale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete FM sottoposta all'input sismico di Knoxville (OpenSEES). / Vertical accelerations at the third diaphragm on FM for Knoxville (OpenSEES).

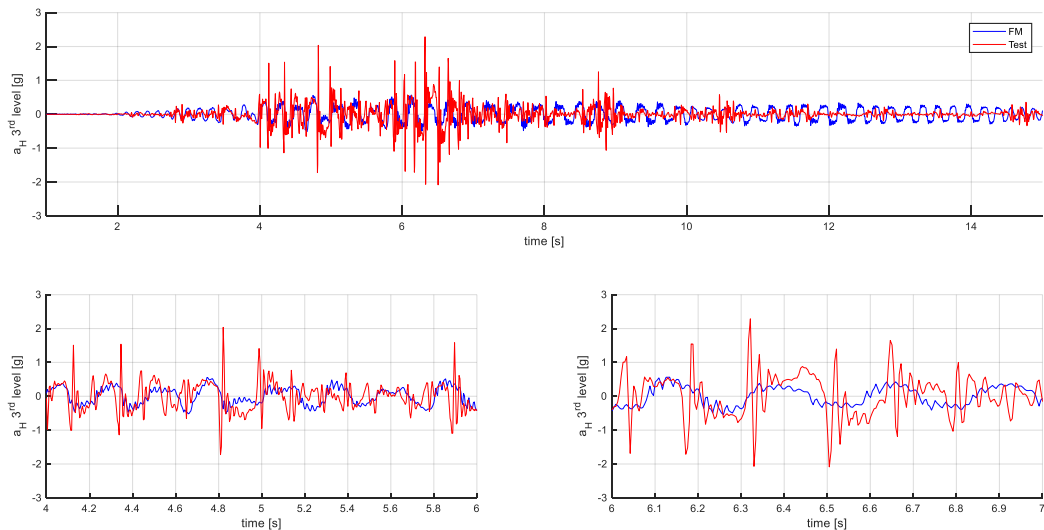


Figura 66. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete FM sottoposta all'input sismico di Knoxville (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on FM for Knoxville (OpenSEES).

Per quanto riguarda il caso di Seattle-4 (Bressanelli et al., 2021), le figure seguenti mostrano un'ottima somiglianza dei risultati sperimentali con quelli analitici sia in termini di momento-rotazione sia in termini di taglio-rotazione. Anche le accelerazioni, siano esse orizzontali o verticali, sono ben rappresentate sia in termini di valore massimo sia di andamento. Si ricorda che le modellazioni sono state eseguite con smorzamento alla Rayleigh unicamente proporzionale alle masse e con valore di smorzamento pari a 0.01.

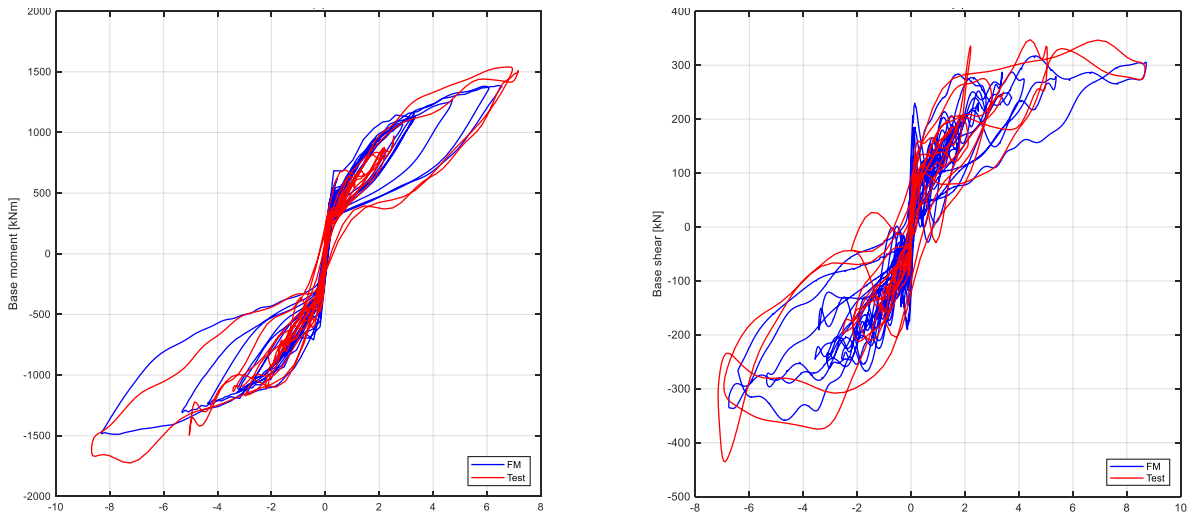


Figura 67. Risposta della parete ibrida FM (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Seattle-4 (OpenSEES). / Response of the hybrid wall on FM (in function of the rotation at the base [mrad]) for Seattle(4) (OpenSEES).

Per la corretta simulazione delle accelerazioni verticali e l'eliminazione di picchi e dei disturbi nella fase finale dell'accelerogramma, cioè quando la parete ibrida cerca di tornare alla sua posizione iniziale, è stato fondamentale l'inserimento alla base della stessa, in parallelo ai dissipatori isteretici, di un elemento di tipo Uniaxial Material rigido con capacità molto bassa e pari a 18MPa.

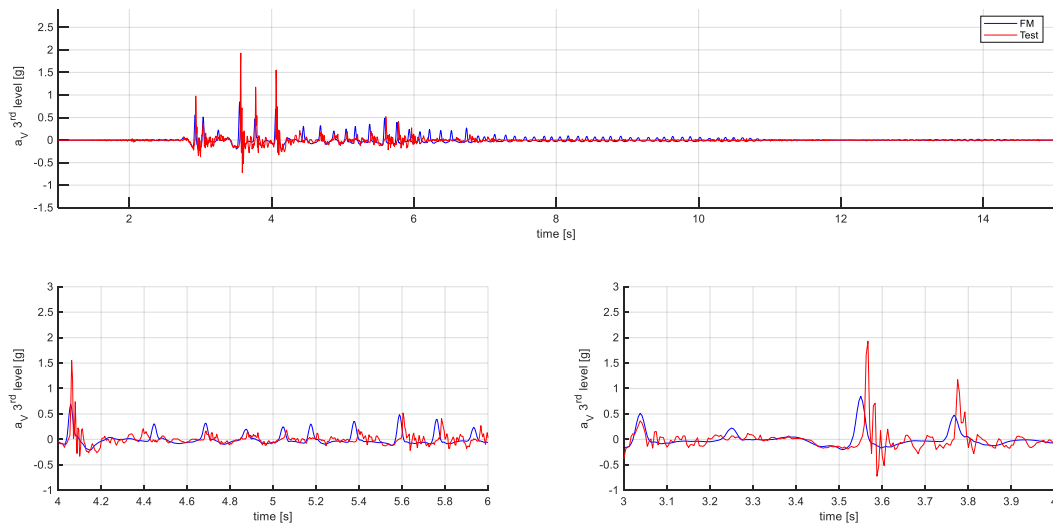


Figura 68. Accelerazione verticale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete FM sottoposta all'input sismico di Seattle-4 (OpenSEES). / Vertical accelerations at the third diaphragm on FM for Seattle-4 (OpenSEES).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

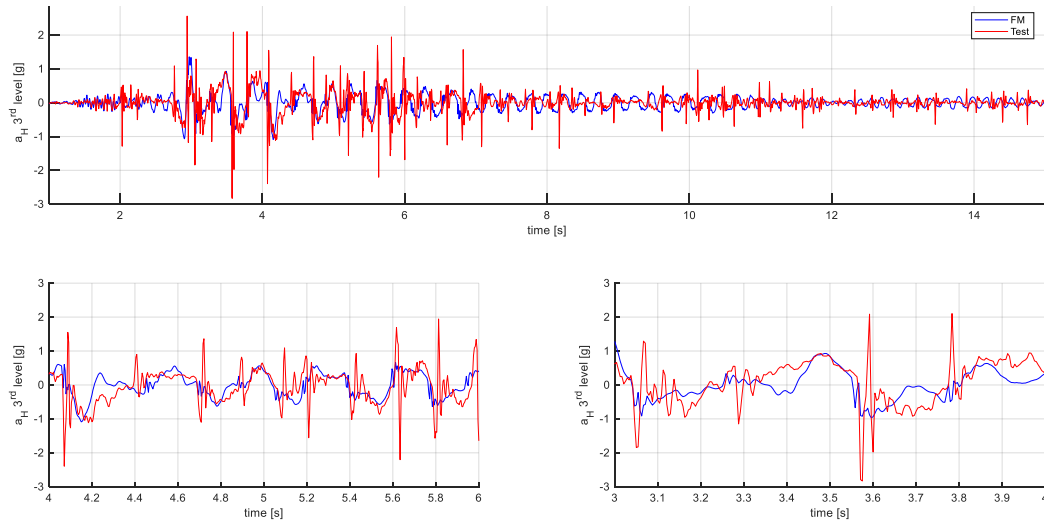


Figura 69. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete FM sottoposta all'input sismico di Seattle-4 (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on FM for Seattle-4 (OpenSEES).

Successivamente è stato investigato il caso di Berkeley-DBE. La modellazione utilizzata è identica a quella implementata precedentemente per il caso di Seattle-4, essendo il sistema ibrido. Anche in questo caso l'analisi, a seguito della parametrizzazione e dell'analisi di sensibilità precedentemente condotta, ha permesso di ottenere un comportamento analitico che ben approssima il comportamento sperimentale. È stato possibile eliminare la nascita dei picchi di taglio iniziali lavorando sui parametri di convergenza e riducendo il passo di integrazione dell'analisi.

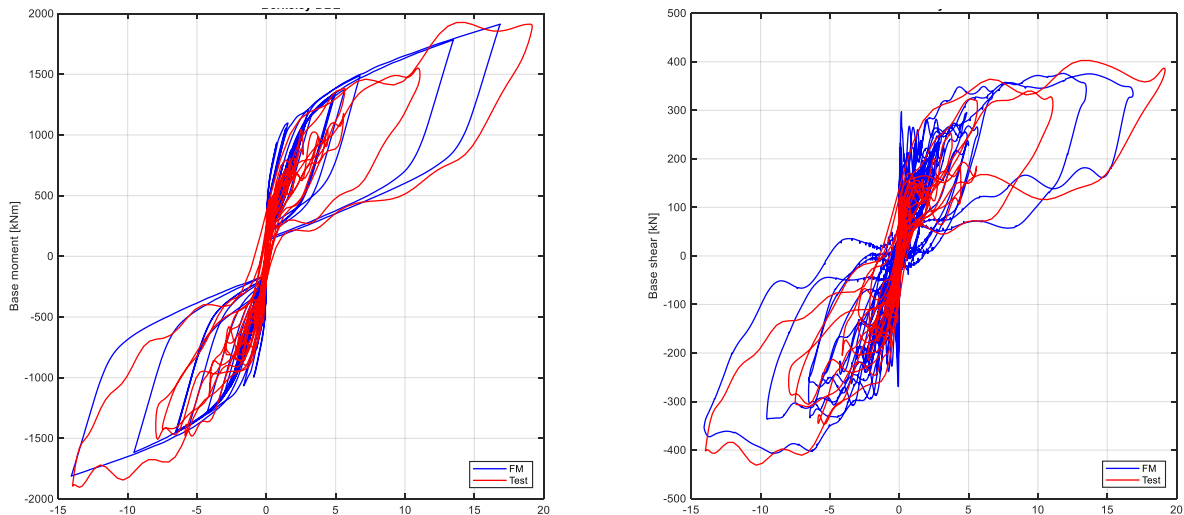


Figura 70. Risposta della parete ibrida FM (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Berkeley-DBE (OpenSEES). / Response of the hybrid wall on FM (in function of the rotation at the base [mrad]) for Berkeley-DBE (OpenSEES).

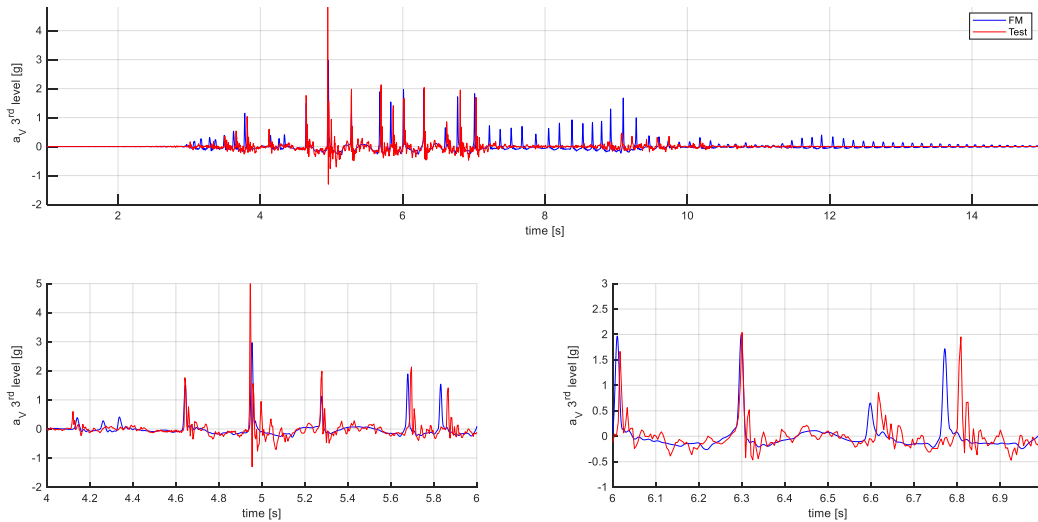


Figura 71. Accelerazione verticale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete FM sottoposta all'input sismico di Berkeley-DBE (OpenSEES). / Vertical accelerations at the third diaphragm on FM for Berkeley-DBE (OpenSEES).

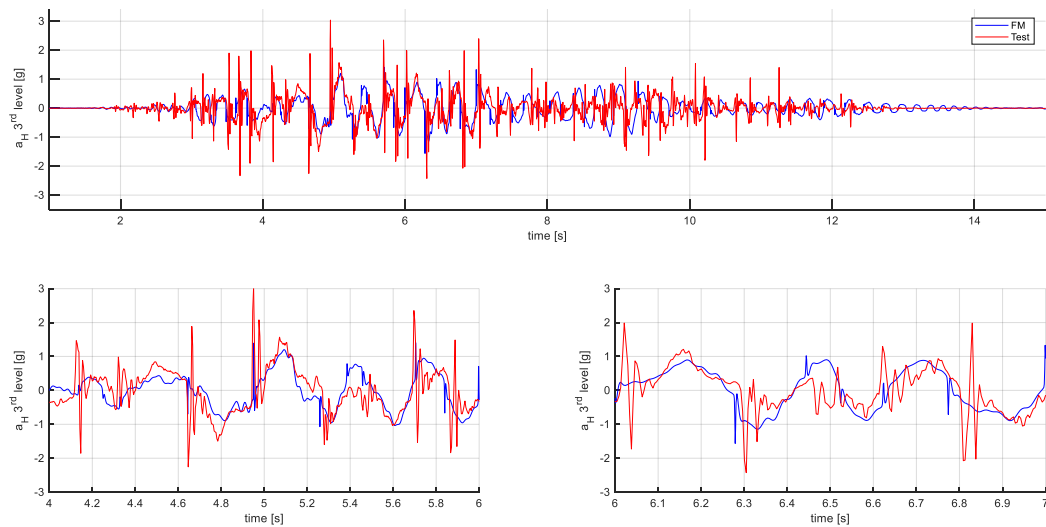


Figura 72. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete FM sottoposta all'input sismico di Berkeley-DBE (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on FM for Berkeley-DBE (OpenSEES).

Anche in questo caso è stato possibile riprodurre in modo soddisfacente i risultati sperimentali. Gli andamenti delle accelerazioni verticali e orizzontali sono ben riprodotti dall'analisi numerica a elementi finiti condotta in OpenSEES. Infine, è stato esaminato il caso di Seattle-1.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

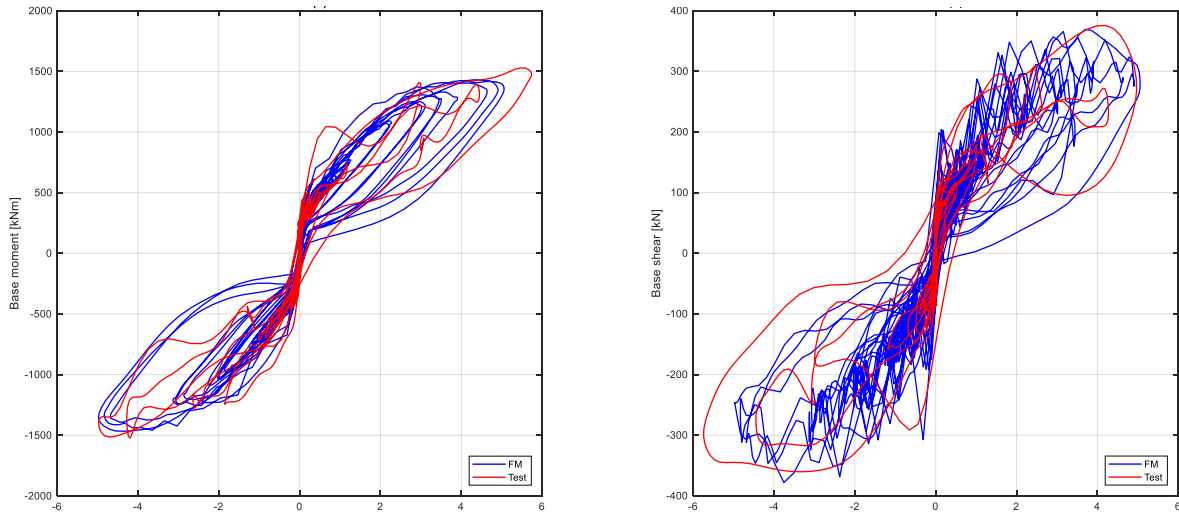


Figura 73. Risposta della parete ibrida FM (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Seattle-1 (OpenSEES). / Response of the hybrid wall on FM (in function of the rotation at the base [mrad]) for Seattle(1) (OpenSEES).

Anche per questo scenario i risultati analitici simulano bene quelli sperimentali.

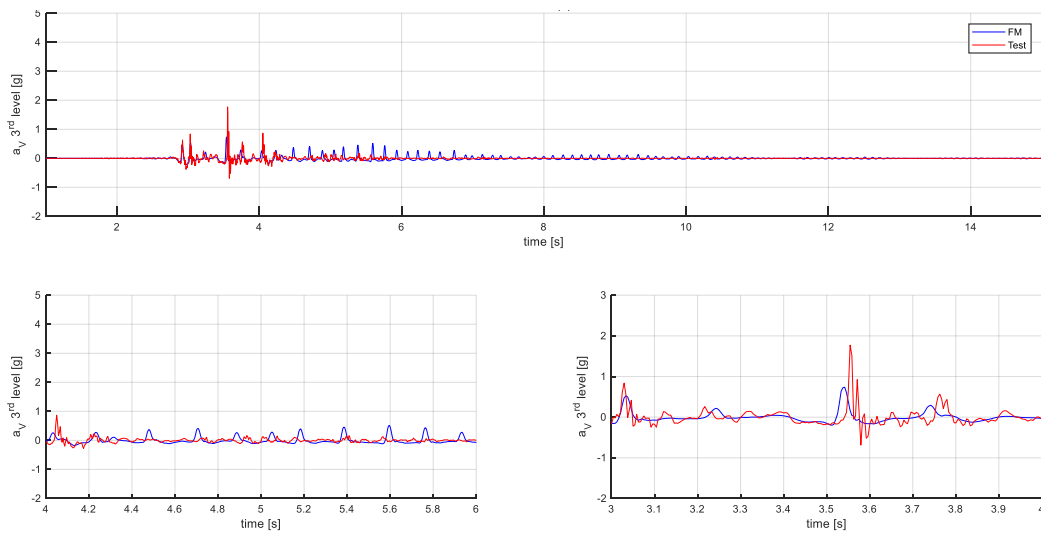


Figura 74. Accelerazione verticale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete FM sottoposta all'input sismico di Seattle-1 (OpenSEES). / Vertical accelerations at the third diaphragm on FM for Seattle-1 (OpenSEES).

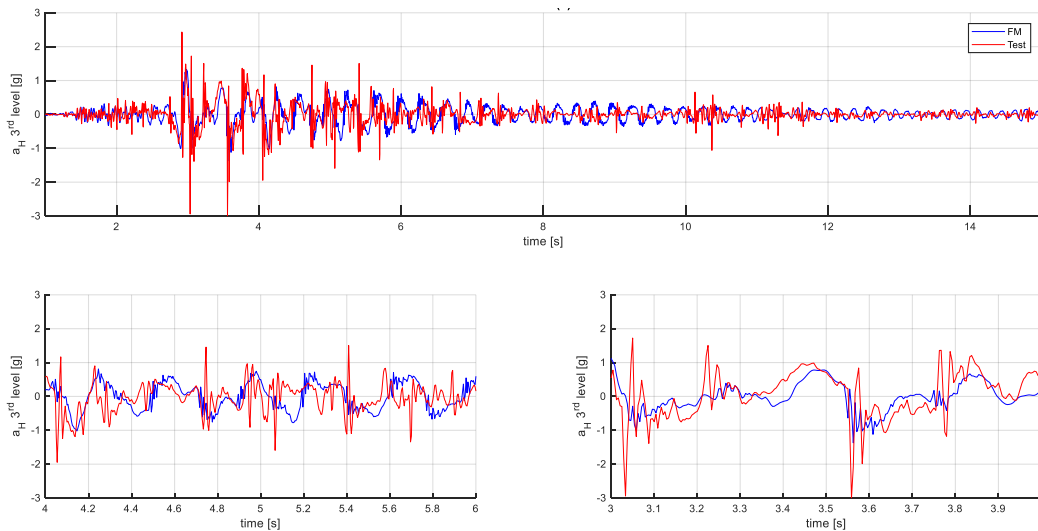


Figura 75. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per FM per l'input sismico di Seattle-1 (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on FM for Seattle-1 (OpenSEES).

Come anticipato precedentemente, il comportamento del dissipatore isteretico inizialmente modellato con legame di tipo Steel02 (Figura 76) è stato successivamente rivisto ed è stato modellato con legame Dodd-Restrepo (Figura 77).

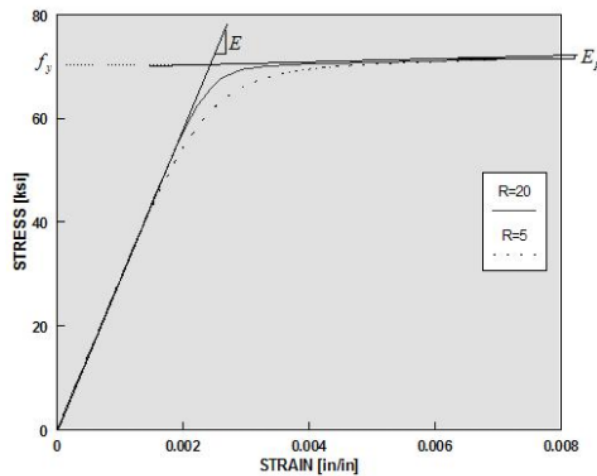


Figura 76. Legame isteretico Steel02: legame isteretico con e senza incrudimento (Flippou et al., 1983). / Steel02 material: hysteretic behavior of model w/o isotropic hardening (Flippou et al., 1983).

`uniaxialMaterial Dodd_Restrepo $tag $Fy $Fsu $ESH $ESU $Youngs $ESHI $FSHI <$OmegaFac>`

Nella riga di codice precedente,  $F_y$  indica lo sforzo a snervamento pari a 490MPa,  $F_{su}$  lo sforzo ultimo pari a 674MPa,  $E_{SH}$  la deformazione a snervamento pari al 0.482%,  $E_{SU}$  la deformazione ultima pari al 12.3%,  $Youngs$  il modulo elastico di Young pari a 210GPa,  $E_{SHI}$  la deformazione di un punto che si trova lungo il ramo incrudito ed è pari a 2.45%, essa deve essere compresa tra  $(E_{SU}+5E_{SH})/6$  e  $(E_{SU}+3*E_{SH})/4$ ,  $F_{SHI}$  il valore di sforzo nel punto precedente pari a 547.6MPa ed, infine,  $\Omega$  il fattore di rotondità per la curva di

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

Bauschinger nelle inversioni di ciclo dalla curva di incrudimento delle deformazioni (0.75 ÷ 1.15).

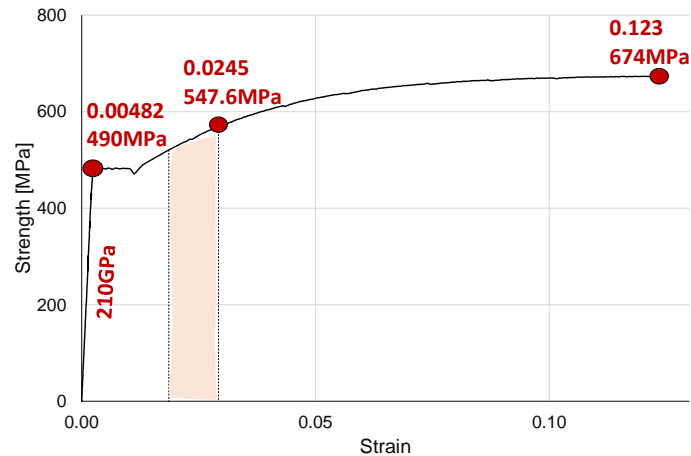


Figura 77. Legame isteretico di tipo “Dood-Restrepo” per la modellazione dei dissipatori isteretici (OpenSEES). / Dodd-Restrepo behaviour for mild steel rebar (OpenSEES).

Il comportamento del dissipatore così ottenuto è stato rappresentato in Figura 78.

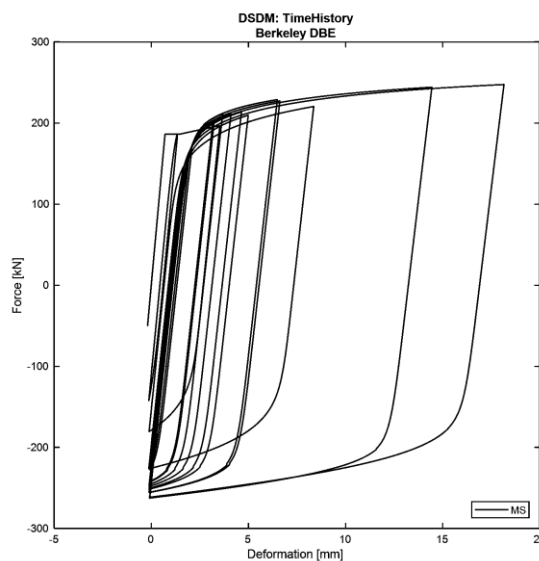


Figura 78. Risposta forza-deformazione delle barre in acciaio non aderenti posizionate alla base della parete e modellate con legame di tipo Dodd-Restrepo. / Force-deformation response of the unbonded dissipators at the base of the wall with Dodd-Restrepo's model.

Gli stessi risultati sono stati valutati anche per la modellazione a molle traslazionali alla base. Alle molle è stato assegnato un valore di rigidità assiale (cioè quella lungo l'asse x di ogni singola molla) pari a 0.000258kN/m calcolata come  $EA/(0.5L)$  (Conley et al., 2002; Spieth et al., 2004; Trono, 2014). Le molle sono state inserite come elementi di tipo zeroLength che collegano due nodi geometricamente sovrapposti, uno vincolato a terra e uno collegato alla restante parte della struttura.

`element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 ... -dir $dir1 $dir2 ...`



È stato assunto in corrispondenza delle molle alla base uno smorzamento alla Rayleigh nullo. Gli elementi della parete sono stati modellati con elementi di tipo beam con modellazione alla Bernoulli, mentre i cavi post tesi con elementi di tipo corotTruss. I dissipatori sono stati modellati con elementi di tipo corotTrussSection, cioè elementi con funzionamento a biella; questa tipologia di elementi considera gli effetti della deformazione e può quindi essere utilizzata come elemento smorzante (McKenna, 2000).

```

element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element corotTruss $eleTag $iNode $jNode $A $matTag
element corotTrussSection $eleTag $iNode $jNode $secTag

```

Per il caso di Knoxville:

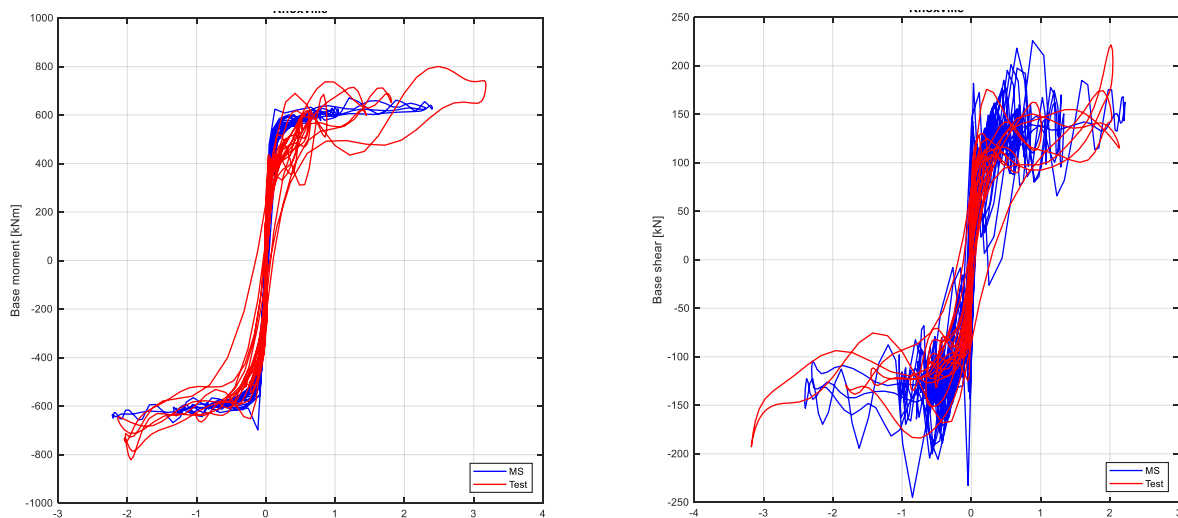


Figura 79. Risposta della parete rocking MS (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Knoxville (OpenSEES). / Response of the rocking wall on MS (in function of the rotation at the base [mrad]) for Knoxville (OpenSEES).

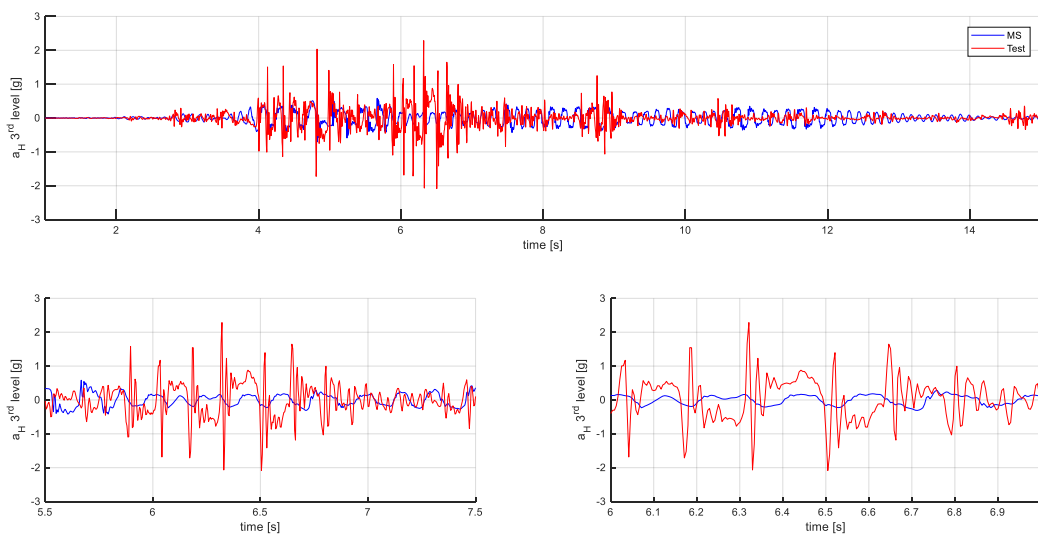


Figura 80. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete MS sottoposta all'input sismico di Knoxville (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on MS for Knoxville (OpenSEES).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

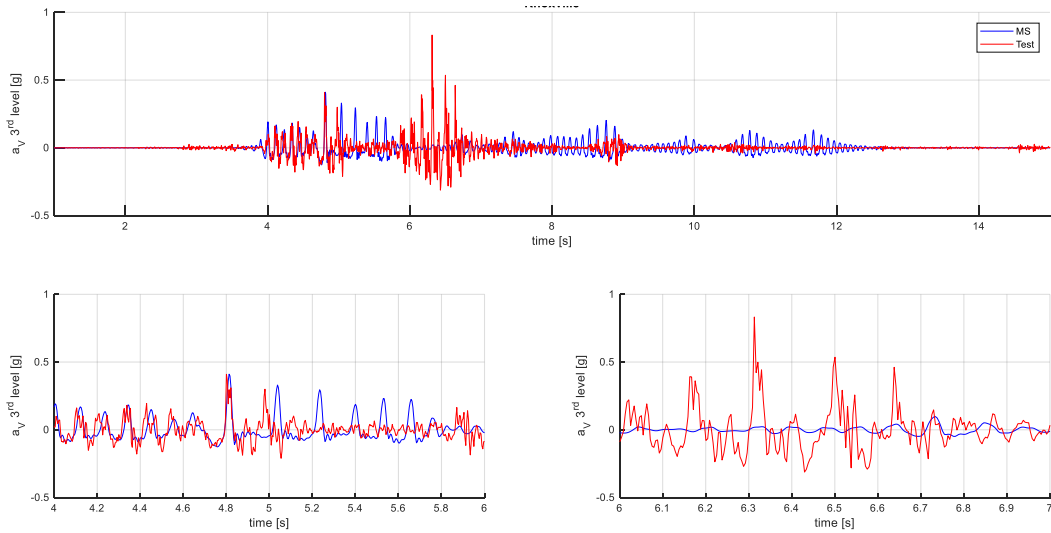


Figura 81. Accelerazione verticale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete MS sottoposta all'input sismico di Knoxville (OpenSEES). / Vertical accelerations at the third diaphragm on MS for Knoxville (OpenSEES).

Per il caso di Seattle-4 si ottengono invece i seguenti risultati:

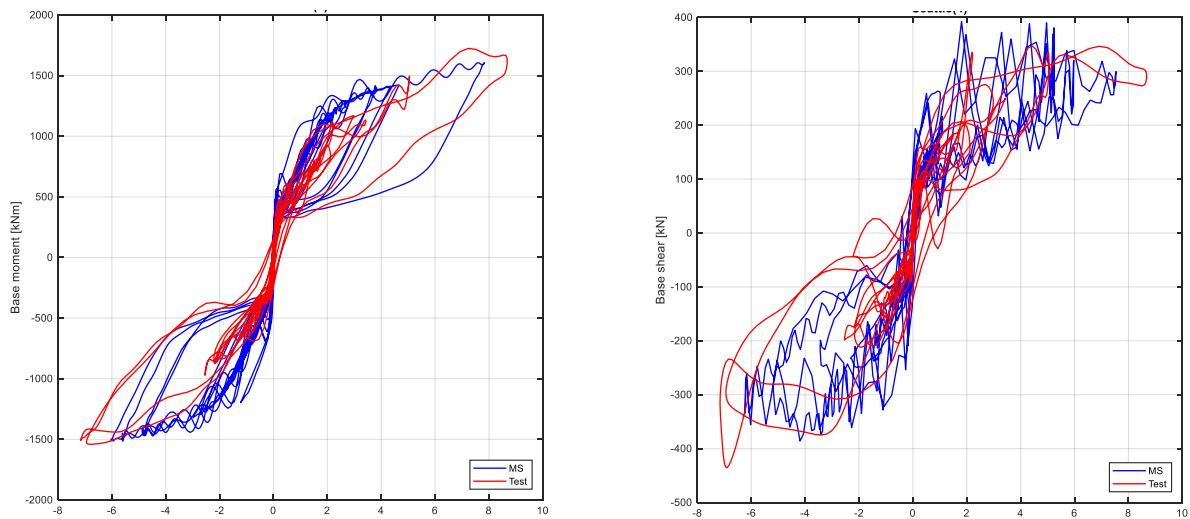


Figura 82. Risposta della parete ibrida MS (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Seattle-4 (OpenSEES). / Response of the hybrid wall on MS (in function of the rotation at the base [mrad]) for Seattle-4 (OpenSEES).

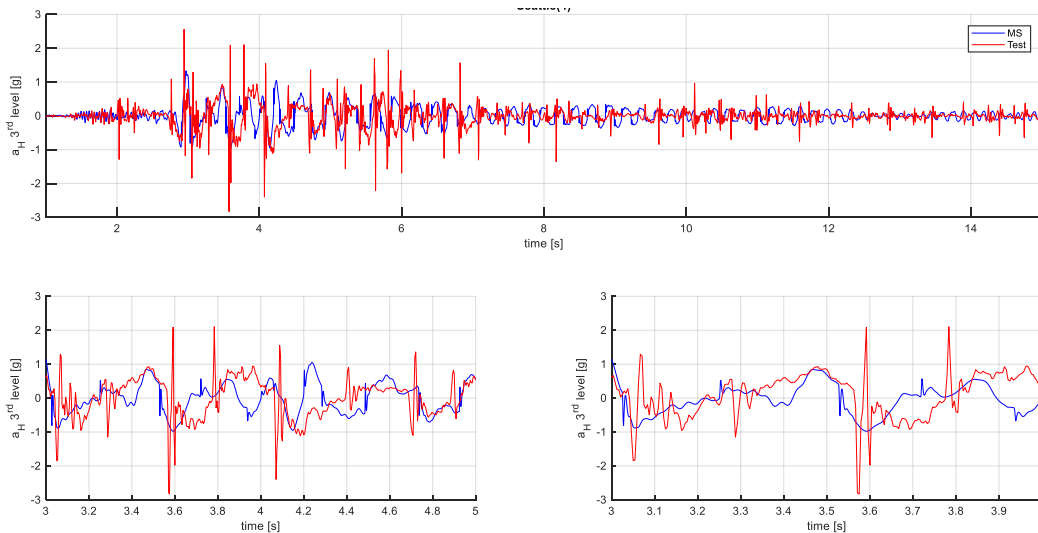


Figura 83. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete MS sottoposta all'input sismico di Seattle-4 (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on MS for Seattle-4 (OpenSEES).

L'elemento con rigidezza ridotta posizionato in parallelo ai dissipatori isteretici alla base permette di smorzare le oscillazioni elastiche della parete nella parte conclusiva dell'accelerogramma. In assenza di tale elemento si evidenzierebbero i seguenti disturbi sulle accelerazioni orizzontali (essenzialmente concentrati nella parte conclusiva dell'accelerogramma), riportati in Figura 84.

`uniaxialMaterial Parallel $matTag $tag1 $tag2 ...`

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

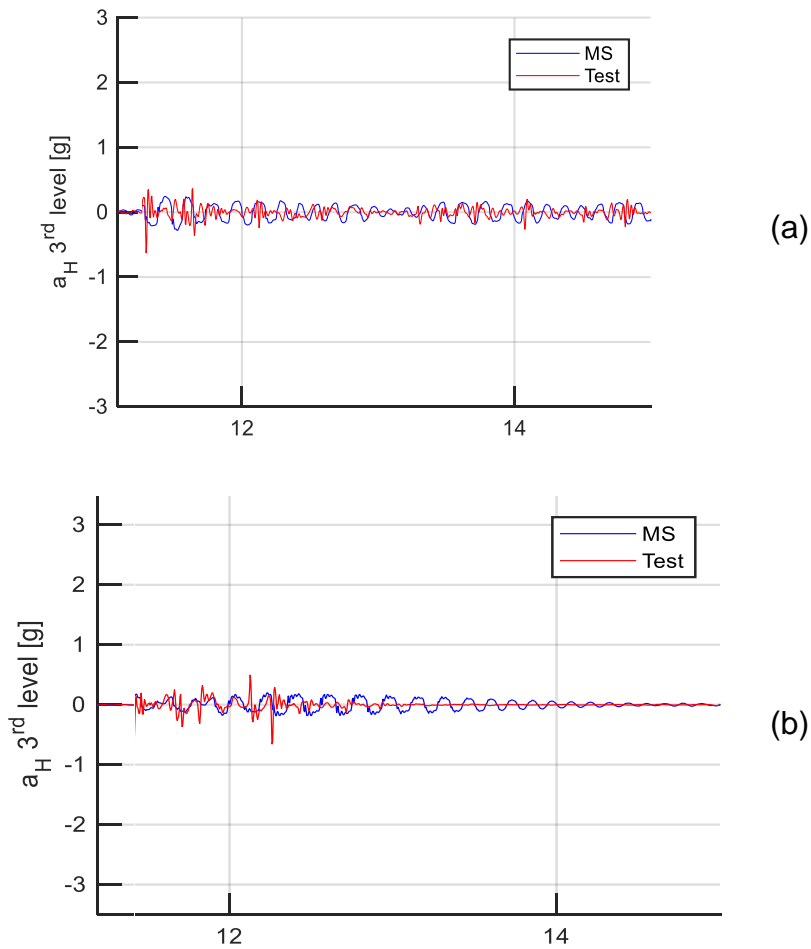


Figura 84. Accelerazioni orizzontali al terzo impalcato senza (a) e con (b) elementi aggiuntivi alla base della parete per il caso di Seattle (OpenSEES). / Horizontal acceleration at the third diaphragm without (a) and with (b) dissipation elements at the base of the wall for Seattle OpenSEES).

Per quanto riguarda le accelerazioni verticali in corrispondenza del terzo impalcato si ottengono i seguenti risultati:

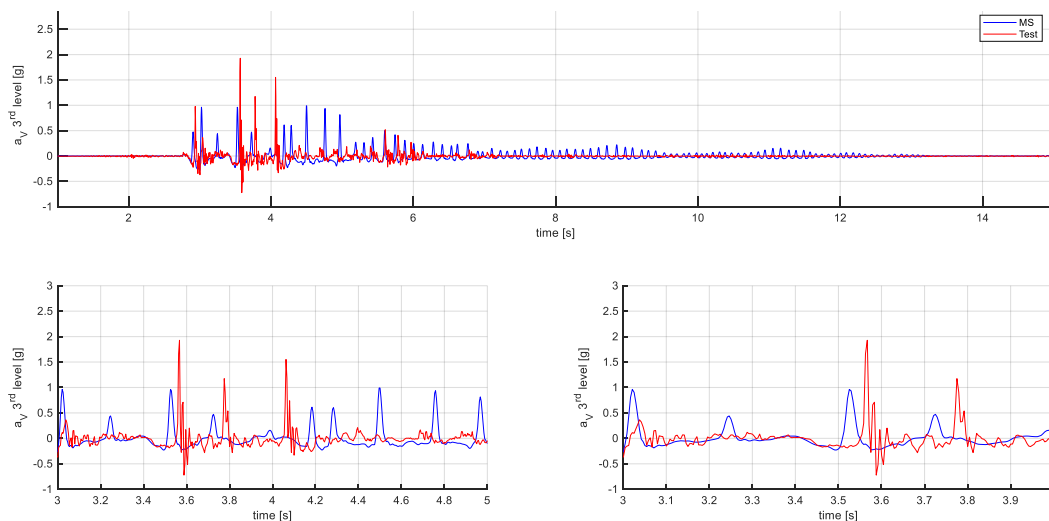


Figura 85. Accelerazione verticale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete MS sottoposta all'input sismico di Seattle-4 (OpenSEES). / Vertical accelerations at the third diaphragm on MS for Seattle-4 (OpenSEES).

Per il caso di Berkeley-DBE, i risultati ottenuti sono stati riportati da Figura 86 a Figura 88.

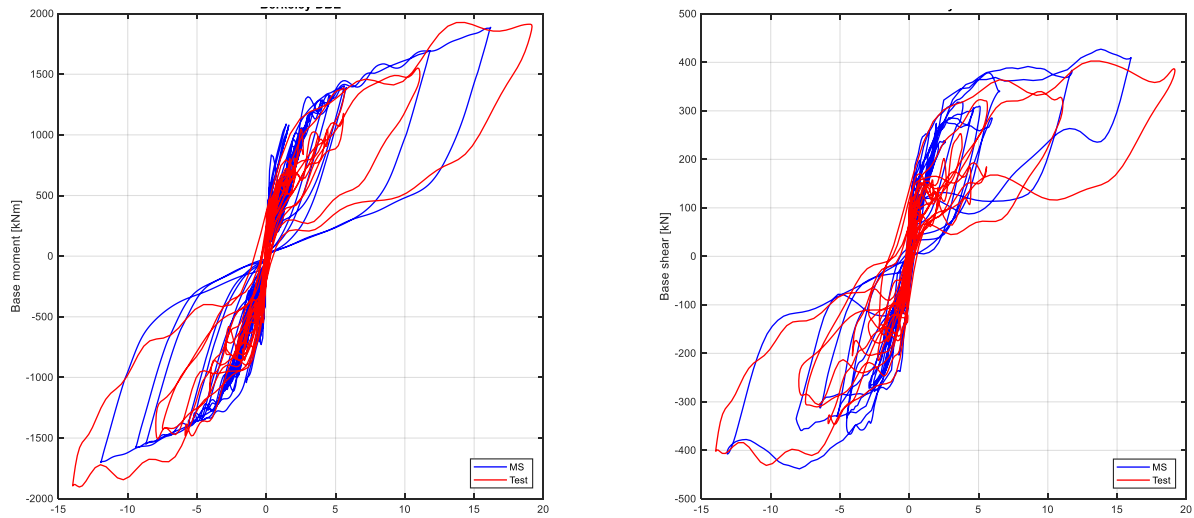


Figura 86. Risposta della parete ibrida MS (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Berkeley-DBE (OpenSEES). / Response of the hybrid wall on MS (in function of the rotation at the base [mrad]) for Berkeley-DBE (OpenSEES).

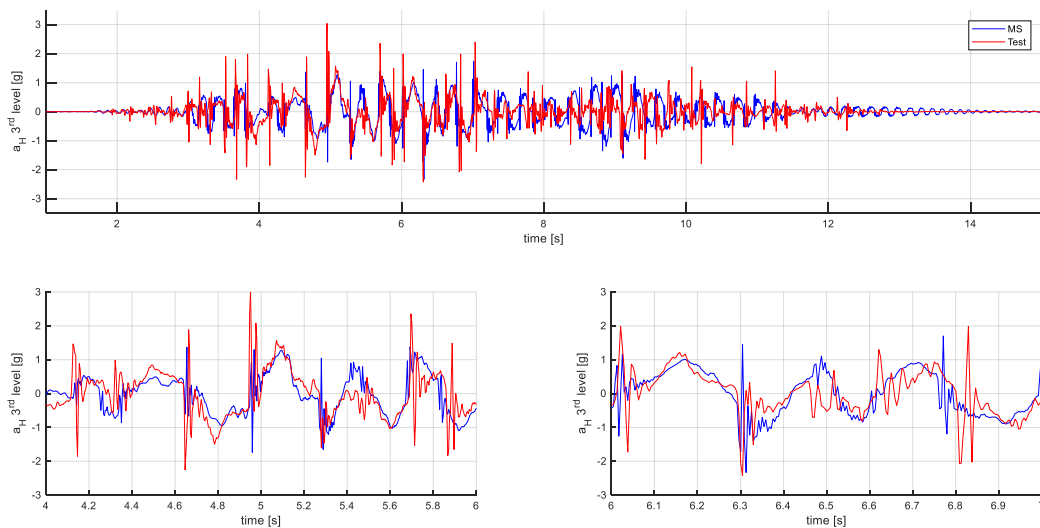


Figura 87. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete MS sottoposta all'input sismico di Berkeley-DBE (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on MS for Berkeley-DBE (OpenSEES).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

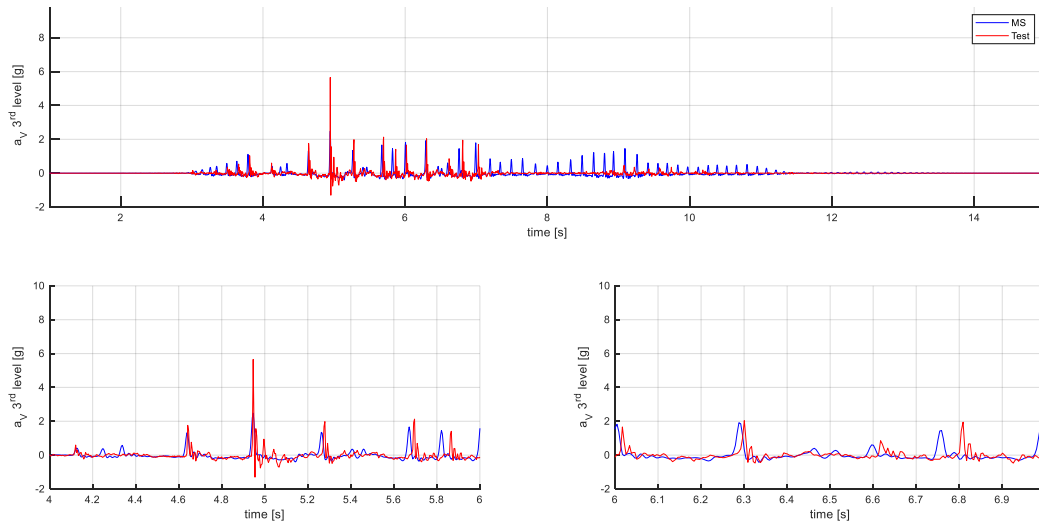


Figura 88. Accelerazione verticale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete MS sottoposta all'input sismico di Berkeley-DBE (OpenSEES). / Vertical accelerations at the third diaphragm on MS for Berkeley-DBE (OpenSEES).

Infine, per il caso di Seattle-1, i risultati sono stati plottati da Figura 89 a Figura 91:

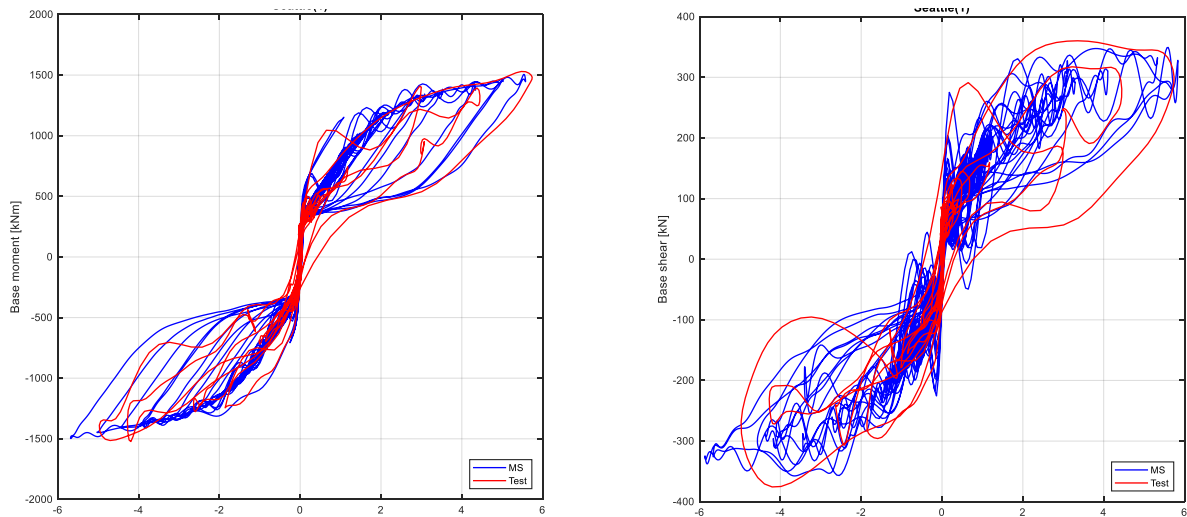


Figura 89. Risposta della parete ibrida MS (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Seattle-1 (OpenSEES). / Response of the hybrid wall on MS (in function of the rotation at the base [mrad]) for Seattle-1 (OpenSEES).

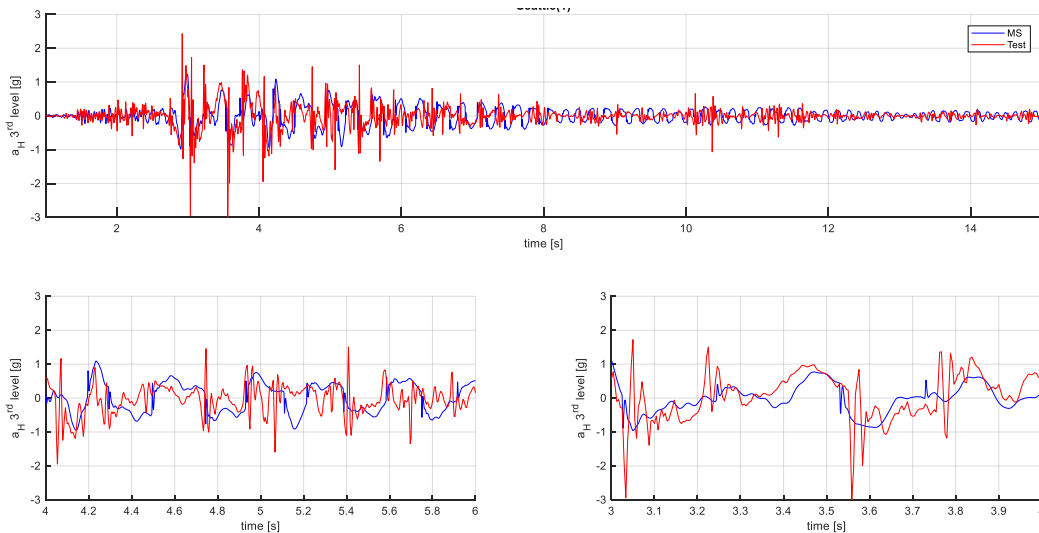


Figura 90. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete MS sottoposta all'input sismico di Seattle-1 (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on MS for Seattle-1 (OpenSEES).

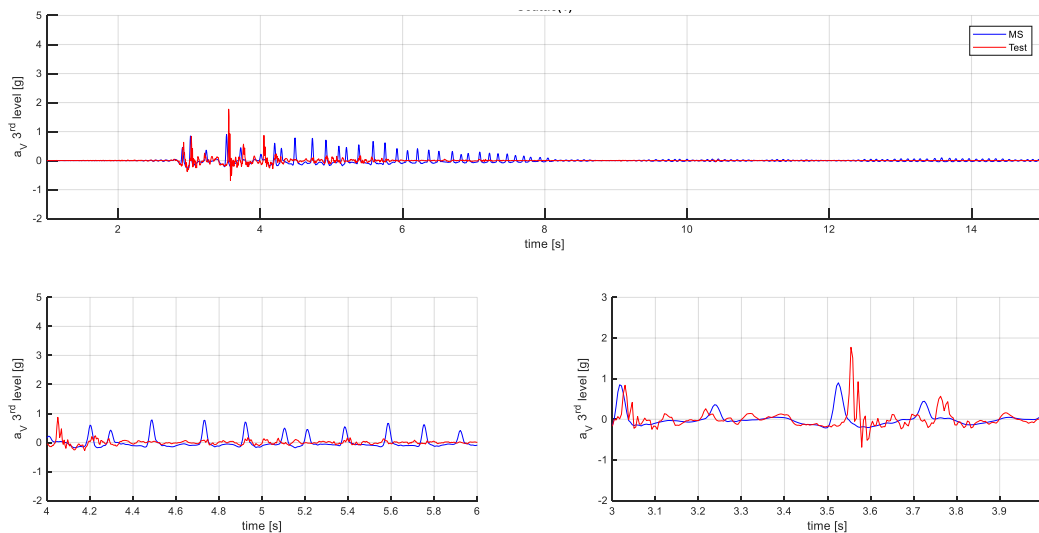


Figura 91. Accelerazione verticale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete MS sottoposta all'input sismico di Seattle-1 (OpenSEES). / Vertical accelerations at the third diaphragm on MS for Seattle-1 (OpenSEES).

Per concludere, sono riportati i risultati dell'analisi dinamica non lineare condotta con modellazione a molla rotazionale alla base. Esso risulta il modello più semplice dal punto di vista della modellazione essendo governato da un numero di parametri nettamente inferiore rispetto agli altri. Ciò nonostante, la definizione del comportamento non lineare della molla alla base, espresso in termini di momento-curvatura, rappresenta un punto critico di questa modellazione. Esso è stato modellato come uniaxialMaterial di tipo ElasticMultiLinear. I dissipatori e i cavi post-tesi sono stati modellati così come descritto in precedenza per il caso delle molle traslazionali.

```
uniaxialMaterial ElasticMultiLinear $matTag <$eta> -strain $strainPoints -stress $stressPoints
```

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

Partendo dai risultati ottenuti per il caso di Knoxville, cioè in assenza dei dissipatori isteretici alla base, sono stati ottenuti i seguenti risultati.

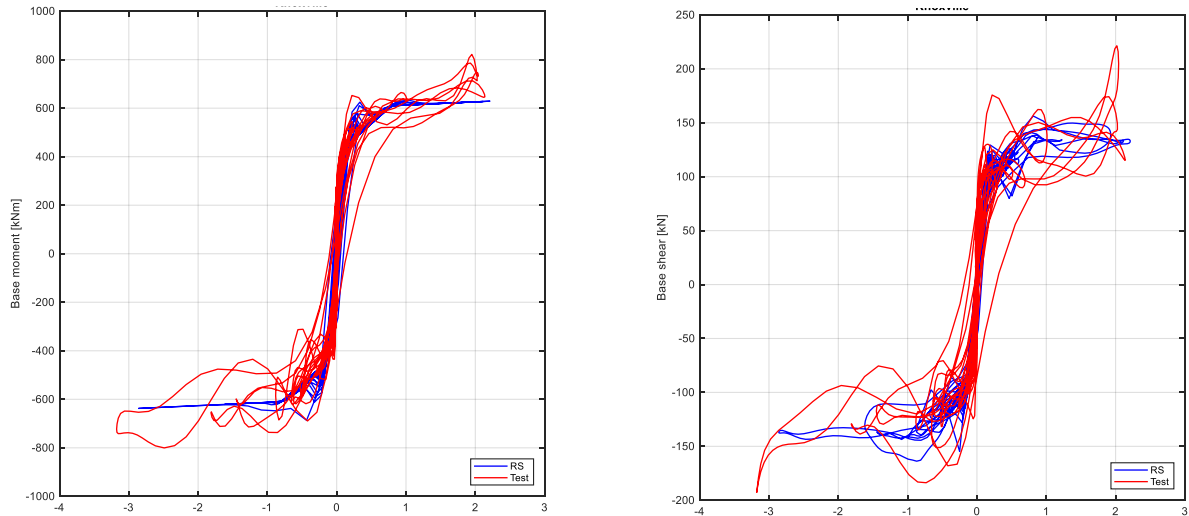


Figura 92. Risposta della parete rocking RS (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Knoxville (OpenSEES). / Response of the rocking wall on RS (in function of the rotation at the base [mrad]) for Knoxville (OpenSEES).

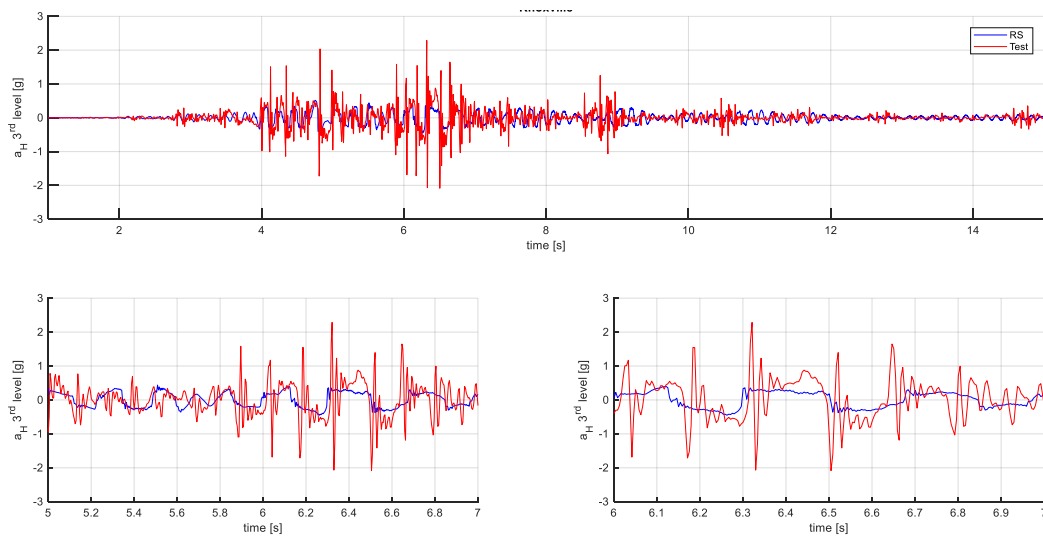


Figura 93. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete RS sottoposta all'input sismico di Knoxville (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on RS for Knoxville (OpenSEES).

Mentre per il caso di Seattle-4 i risultati sono stati riportati in Figura 94 e Figura 95.



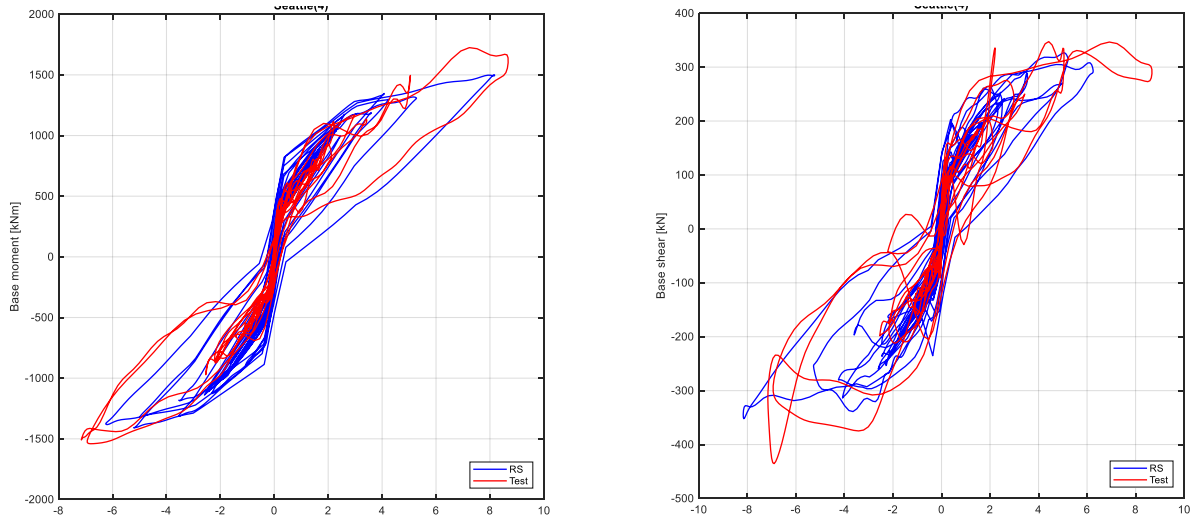


Figura 94. Risposta della parete ibrida RS (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Seattle-4. / Response of the hybrid wall on RS (in function of the rotation at the base [mrad]) for Seattle-4 (OpenSEES).

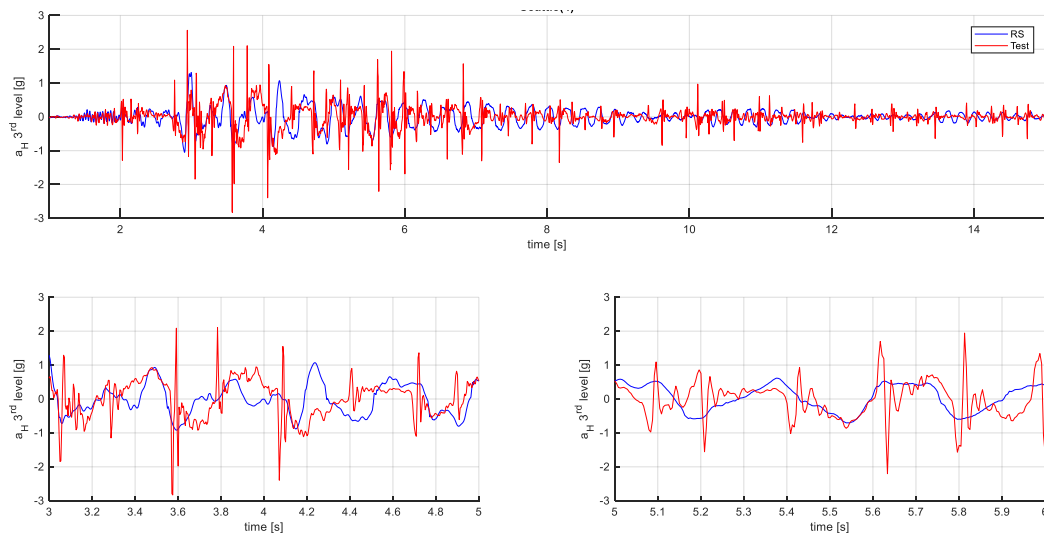


Figura 95. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete con modellazione RS sottoposta all'input sismico di Seattle-4. / Horizontal accelerations at the third diaphragm on RS for Seattle-4 (OpenSEES).

Per quanto riguarda invece l'input sismico di Berkeley-DBE, i risultati analitici, riportati in Figura 96, sono pressoché identici ai risultati sperimentali sia in termini di momento-rotazione (Figura 96a) sia di taglio-rotazione (Figura 96b).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

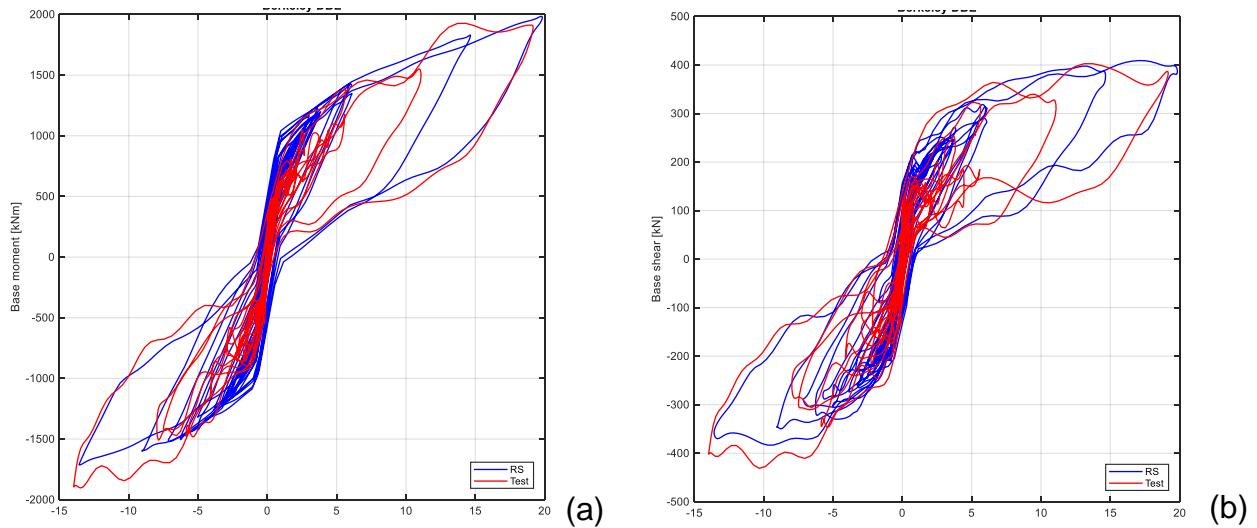


Figura 96. Risposta della parete ibrida RS (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Berkeley-DBE (OpenSEES). / Response of the hybrid wall on RS (in function of the rotation at the base [mrad]) for Berkeley-DBE (OpenSEES).

I risultati in termini di accelerazione orizzontale sono invece stati riportati in Figura 97.

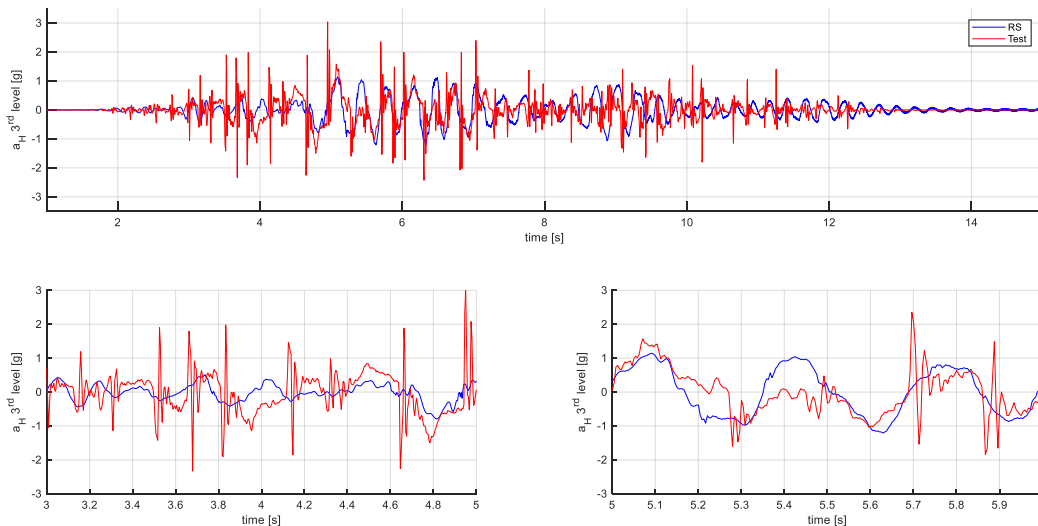


Figura 97. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato per la parete RS sottoposta all'input sismico di Berkeley-DBE (OpenSEES). / Horizontal accelerations at the third diaphragm on RS for Berkeley-DBE (OpenSEES).

Ed infine sono stati rappresentati i principali risultati per lo scenario di Seattle-1 (Figura 98 e Figura 99).

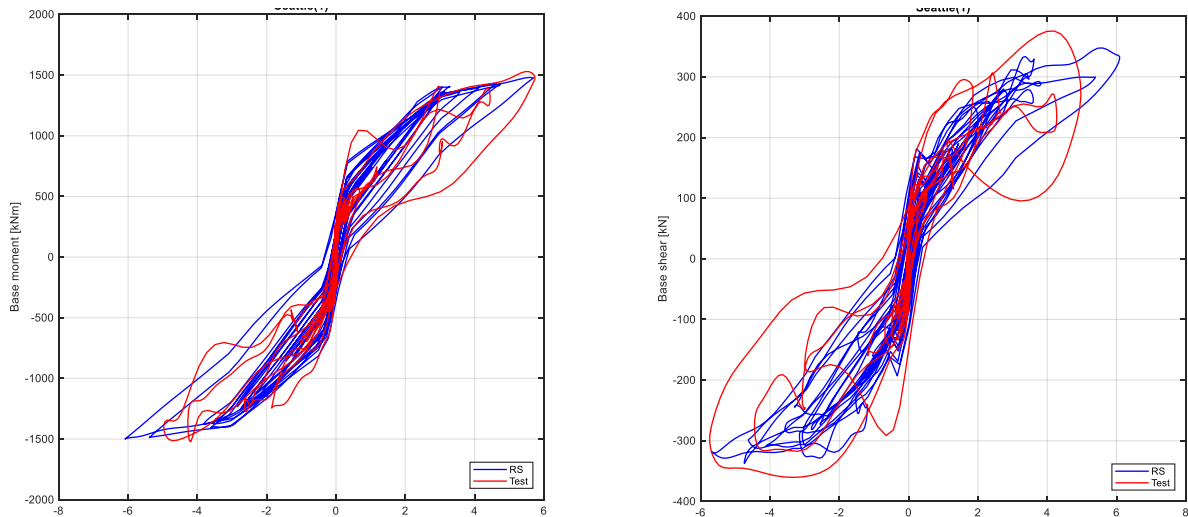


Figura 98. Risposta della parete ibrida RS (in funzione della rotazione alla base [mrad]) sottoposta all'input sismico di Seattle-1. / Response of the hybrid wall on RS (in function of the rotation at the base [mrad]) for Seattle-1 (OpenSEES).

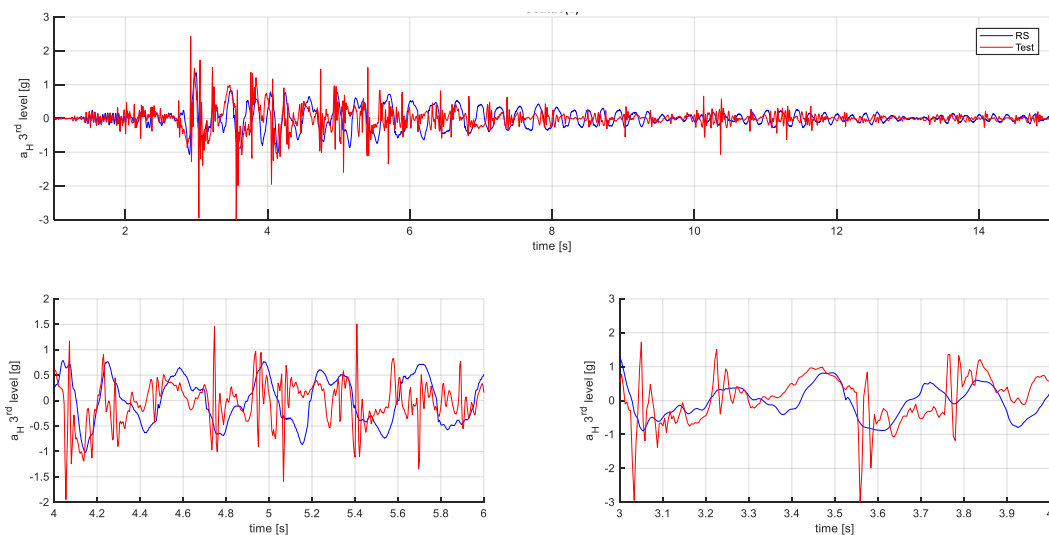


Figura 99. Accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato RS per l'input sismico di Seattle-1. / Horizontal accelerations at the third diaphragm on RS for Seattle-1 (OpenSEES).

Le figure di cui sopra mostrano come la modellazione 2D sia in grado di catturare il reale andamento delle accelerazioni, ma non di cogliere il valore esatto dei picchi. Questi picchi di accelerazione sono associati al movimento rocking della parete alla base; nello specifico, i picchi di accelerazione si originano quando la parete urta contro la fondazione durante il dondolio.

### Osservazioni / Remarks

Sulla base di quanto emerso dalle analisi è possibile constatare che il software più adatto per la modellazione e l'analisi di pareti rocking e ibride, e la successiva elaborazione dei risultati, è OpenSEES. Per quanto riguarda gli altri due software utilizzati: MidasGen

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

permette di ottenere dei buoni risultati in termini di taglio-rotazione alla base della parete se si utilizza un unico accelerogramma, ma diventa computazionalmente oneroso nel caso di più accelerogrammi, soprattutto per la parte di elaborazione dei risultati; mentre Abaqus è ottimo nel caso di analisi bidimensionali e tridimensionali della singola parete, ma è difficilmente gestibile nel caso della modellazione dell'intera struttura.

Il modello più semplice e veloce da realizzare è sicuramente quello a molla rotazionale RS, il quale richiede particolare attenzione solamente durante la modellazione del comportamento momento-rotazione della molla trilineare alla base. Quindi questo modello può risultare ottimo per analisi preliminari, in cui non sia necessaria la conoscenza delle accelerazioni verticali alla base della struttura.

I risultati migliori si ottengono con la modellazione a fibre FM inserendo alla base della parete rocking un elemento con rigidezza pari a due ordini di grandezza inferiore rispetto a quella del calcestruzzo, al fine di ottenere un valore di rigidezza assiale  $EA/L$  compatibile con quello utilizzato per il modello MS, e un modulo elastico della zona di calcestruzzo sopra l'interfaccia rocking ridotto al 60%. Infatti, nel modello FM il parametro  $L$  è pari a 2.54cm, cioè è pari all'altezza della malta di allettamento all'interfaccia, mentre nel modello MS è stato assunto pari a metà della larghezza della parete.

Il modello MS risulta invece quello più complesso dal punto di vista della modellazione, ma fornisce degli ottimi risultati in termini di accelerazioni orizzontali. Per la modellazione delle molle traslazionali si consiglia l'utilizzo di una rigidezza iniziale calcolata considerando come lunghezza iniziale la metà della larghezza della parete e delle molle agenti in sola compressione al fine di permettere l'apertura del gap alla base. I dissipatori sono invece modellati con legame isteretico di tipo Dodd-Restrepo e lunghezza non aderente all'interfaccia parete-fondazione pari alla lunghezza iniziale incrementata da ciascun lato di sei volte il diametro degli stessi per tener conto degli sforzi di aderenza tra acciaio e calcestruzzo nel caso dei modelli FM e MS; mentre il loro comportamento può essere incluso nella molla trilineare alla base della parete nel caso di modello RS. Infine, in OpenSEES, diversamente dalle modellazioni condotte in MidasGen, è stato utilizzato uno smorzamento alla Rayleigh proporzionale alle sole masse e pari all'1% in quanto specifiche analisi hanno mostrato come lo smorzamento proporzionale alle rigidezze causa problemi di convergenza nell'analisi e, in aggiunta, se proporzionale alla rigidezza tangente porta all'inserimento di energia nel sistema quando la rigidezza tangente assume valori negativi.

## Modellazione 3D della singola parete / 3D-single wall modeling

Prima di condurre la modellazione 3D dell'intera struttura, è stato fatto un ulteriore step intermedio di modellazione attraverso lo studio della singola parete in ambito tridimensionale. Le differenze principali di questo step hanno interessato la modellazione con molle traslazionali alla base. Infatti, gli elementi zeroLength associati alle molle sono stati ridefiniti per tenere in considerazione l'aumento dei gradi di libertà e dei gradi di vincolo della struttura. Per risolvere i problemi di convergenza sono state considerate le sole masse traslazionali (non sono stati considerati i contributi rotazionali).

Sono qui riportati i risultati principali. Per quanto riguarda il modello a fibre in assenza di dissipatori (Knoxville), i principali risultati sono stati riportati in Figura 100, in termini di taglio (e di momento) alla base in funzione della rotazione e delle accelerazioni orizzontali e verticali al terzo impalcato (espresse in g) in funzione del tempo.

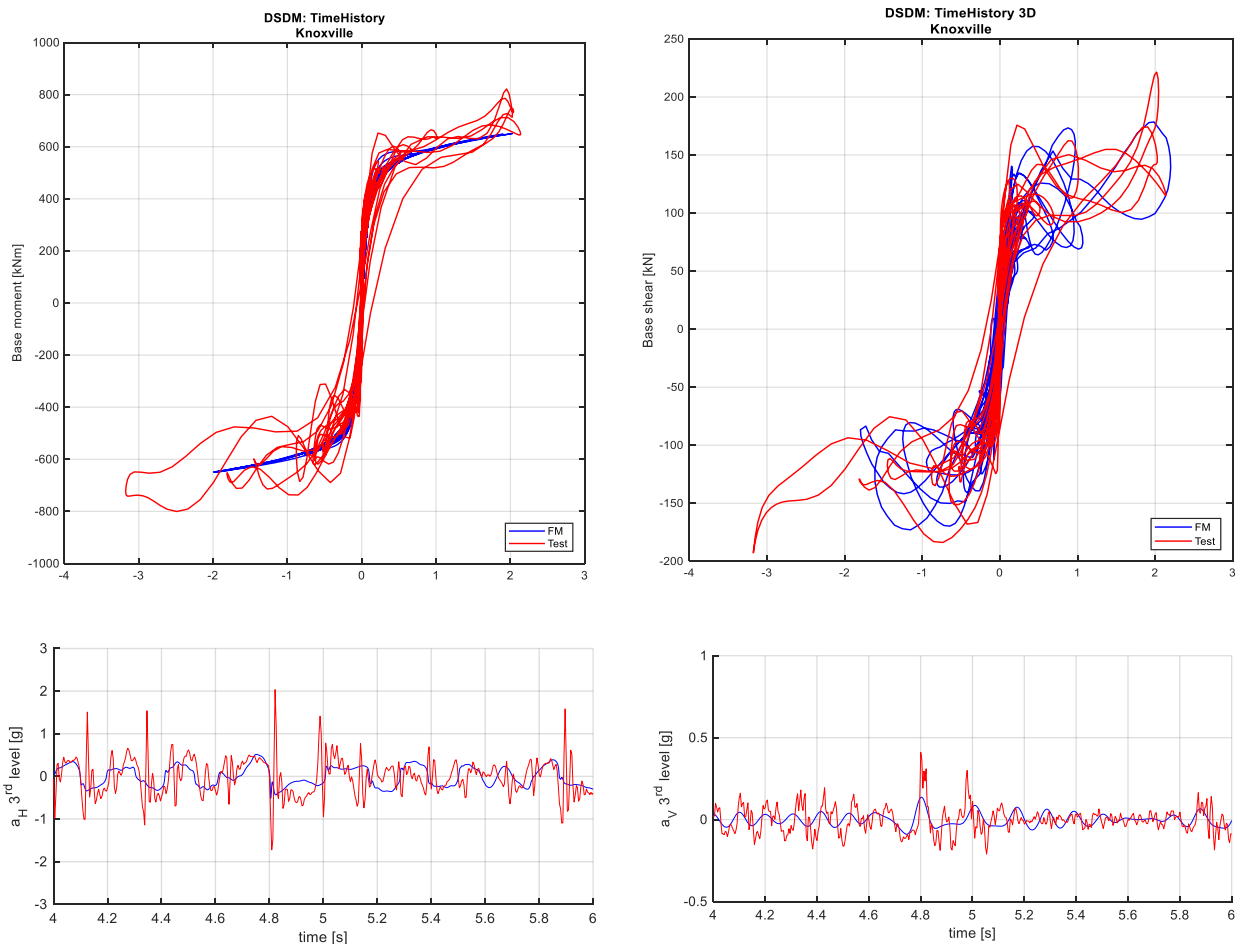


Figura 100. Analisi dinamica non lineare della parete 3D-FM per Knoxville. / Time history analysis on 3D-FM for Knoxville.

Mentre in presenza di dissipatori, prendendo come caso studio quello di Berkeley-DBE, sono stati ottenuti i seguenti risultati (riportati in Figura 101):

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

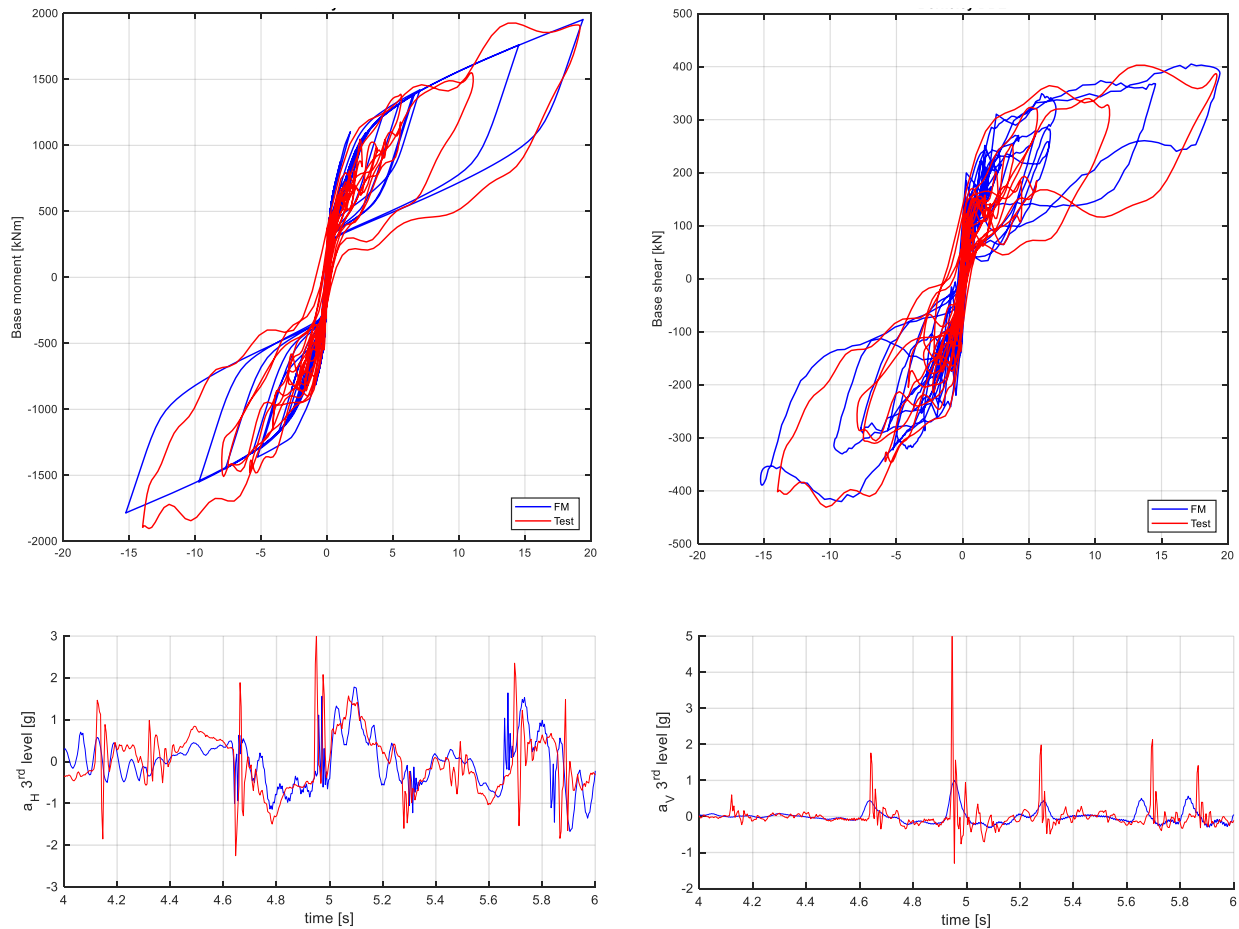


Figura 101. Analisi time history della singola parete 3D-FM per lo scenario di Berkeley-DBE. / Time history analysis on 3D-FM for Berkeley-DBE.

I risultati analitici riescono a predire correttamente i risultati sperimentali sia in termini di sollecitazioni alla base della parete sia in termini di accelerazioni. Le accelerazioni verticali sono state filtrate al fine di ridurre il rumore di fondo.

Per quanto riguarda il modello a molle traslazionali alla base in assenza di dissipatori (Knoxville), i principali risultati sono stati riportati in Figura 108.

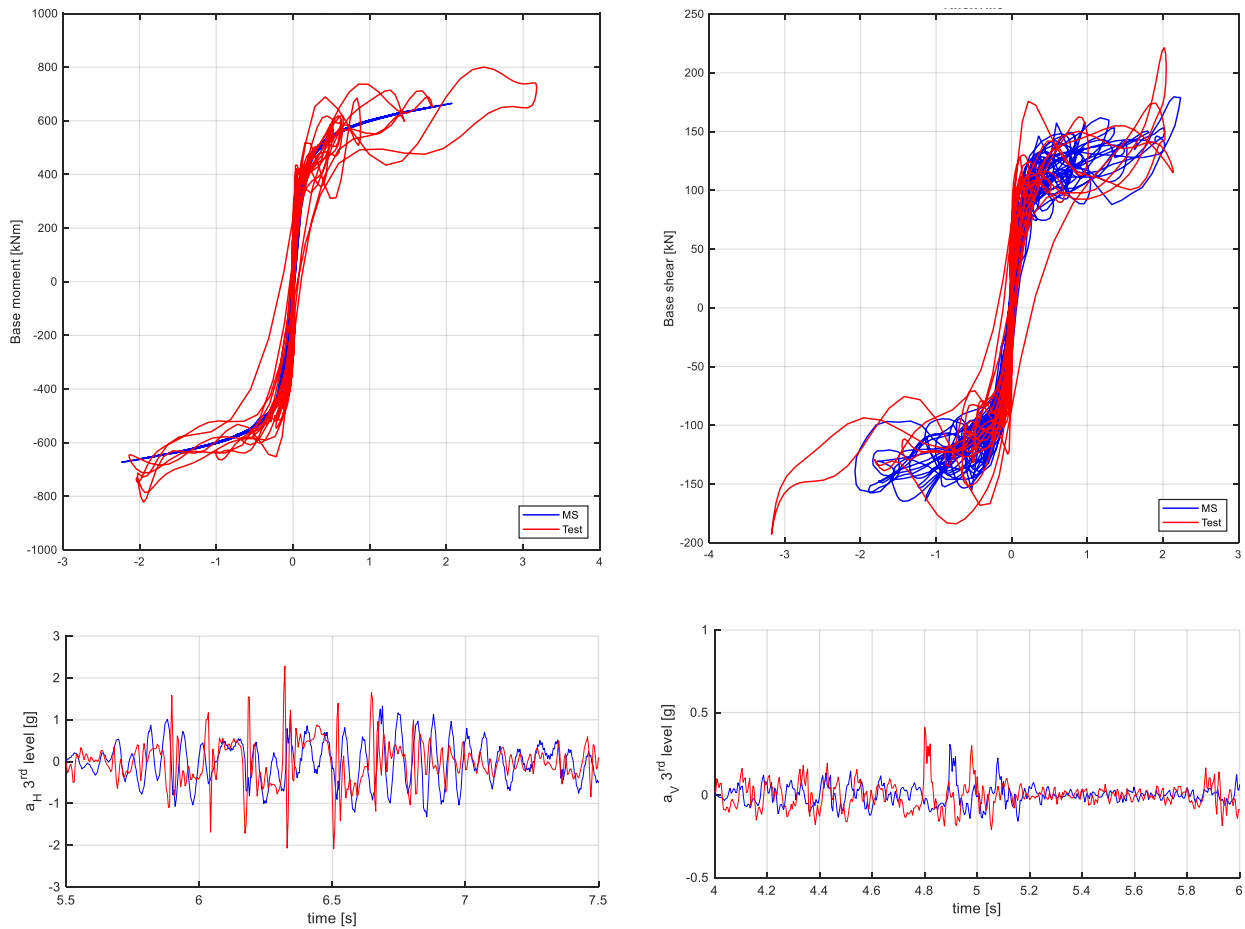


Figura 102. Analisi time history della singola parete 3D-MS per lo scenario di Knoxville. / Time history analysis on 3D-MS for Knoxville.

Mentre in presenza di dissipatori, prendendo ancora come caso di riferimento quello di Berkeley-DBE, si ottiene che:

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

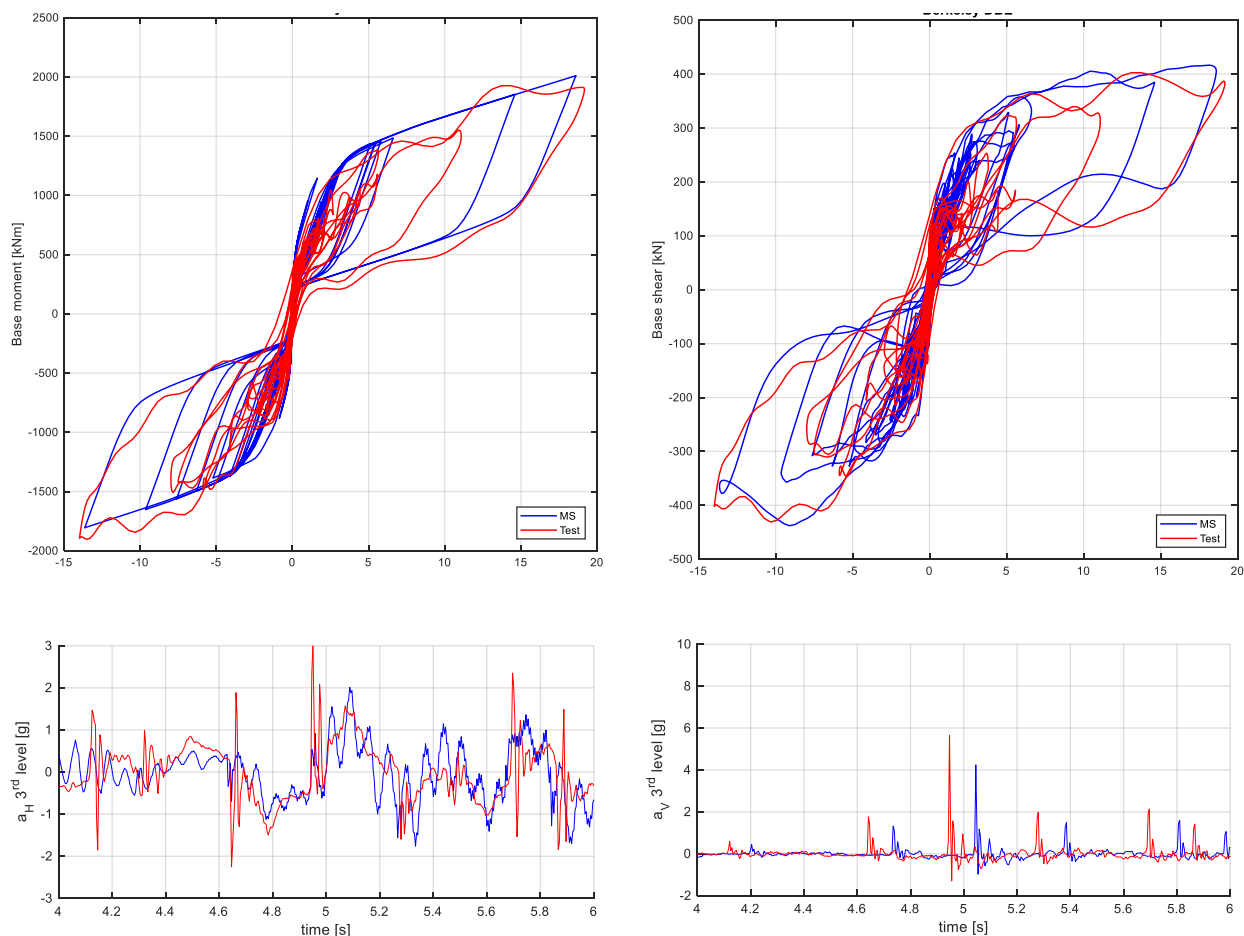


Figura 103. Analisi time history della singola parete 3D-MS per lo scenario di Berkeley-DBE. / Time history analysis on 3D-MS for Berkeley-DBE.

I risultati mostrano un'ottima corrispondenza tra modellazione numerica e test sperimentali, sia per quanto riguarda le forze d'inerzia nella parete, sia per quanto riguarda l'andamento delle accelerazioni. Si verifica mediamente un incremento dei tempi di analisi sia del modello a fibre sia di quello a molle traslazionali di circa un ordine di grandezza rispetto ai modelli bidimensionali della singola parete, a fronte però dell'utilizzo di parametri di convergenza meno stringenti (da  $10^{-7}$  a  $10^{-6}$ ).

### Osservazioni / Remarks

Dalle analisi condotte emerge che la modellazione tridimensionale FM (Figura 101) o MS (Figura 103) della singola parete consente di ottenere dei miglioramenti nella valutazione dell'andamento taglio-rotazione alla base. Il modello bidimensionale (FM da Figura 70 a Figura 72, mentre MS da Figura 86 a Figura 88), più semplice e veloce da implementare, risulta invece migliore per quanto riguarda la stima dell'andamento delle accelerazioni orizzontali in sommità e dell'istante di apertura e successiva chiusura del gap alla base, testimoniato dalla nascita dei picchi di accelerazione verticale che, nel caso 2D, riescono ad



approssimare meglio i risultati dei test sperimentali rispetto a quanto ottenuto dalla procedura tridimensionale.

È possibile quindi concludere che, a fronte di un modesto miglioramento nella lettura del taglio e della rotazione alla base, il modello bidimensionale sia da preferire a quello tridimensionale nel caso di modellazioni della singola parete, essendo i parametri in gioco sostanzialmente gli stessi (il modello 3D non introduce significative variazioni nella modellazione), ma i tempi computazionali significativamente diversi (i modelli 2D sono caratterizzati da tempi di analisi nettamente inferiori e livelli di convergenza superiori rispetto ai reciproci modelli 3D).

### *Modellazione 3D dell'intera struttura / 3D-structure modeling*

Inizialmente sono stati studiati dei modelli parziali ottenuti considerando metà struttura (Figura 104a), cioè dimezzando la rigidità delle colonne in mezzeria e inserendo un vincolo di tipo pattino al centro di ogni impalcato in grado di bloccare le rotazioni e gli spostamenti in direzione ortogonale alla parete. Le masse associate alla struttura sono state inserite in modo concentrato in corrispondenza dei nodi. Nel calcolo della massa di ciascun piano è stata presa in considerazione anche la massa tributaria delle colonne. Nel modello parziale relativo a metà struttura la massa traslazionale associata agli impalcati è quindi pari a 55.012t. Le masse rotazionali associate ai vari impalcati sono state invece calcolate come segue:

$$m_{Rz} = \rho^2 M_x + M_x^* \quad (1)$$

dove  $\rho$  è il raggio giratore di inerzia,  $M_x$  è la massa traslazionale associata alla porzione di impalcato considerata e  $M_x^*$  è il momento di inerzia polare associato a travi e pilastri calcolato moltiplicando la massa degli elementi per il quadrato della distanza tra il loro asse e il diaframma considerato.

In Figura 104 è rappresentata una schematizzazione dei modelli parziale e completo associati alla struttura tridimensionale.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

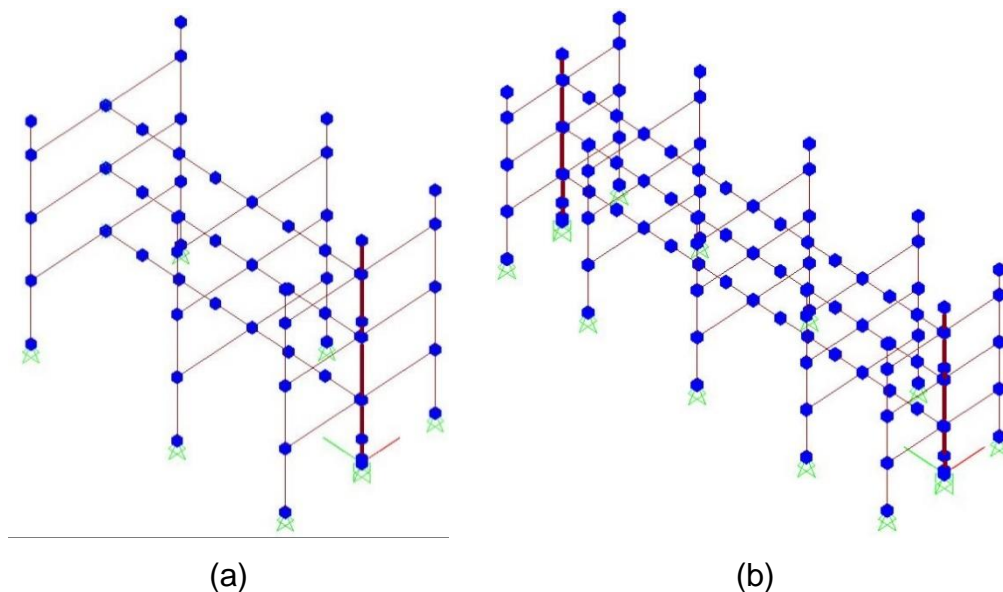


Figura 104. Rappresentazione del modello 3D parziale (a) e completo (b) della struttura in OpenSEES. / OpenSEES partial (a) and complete (b) model of 3D-structure.

Per la modellazione della parete sono stati implementati i modelli precedentemente descritti. È stato ritenuto opportuno quantificare il contributo, seppur di modesta entità, fornito dall'isteresi alla base delle colonne. Le colonne, di dimensione 394x305mm, sono caratterizzate da staffe di confinamento laterali e da barre longitudinali di rinforzo. Il calcestruzzo utilizzato è di classe C28/35. È stato quindi ottenuto un valore di momento resistente di progetto  $M_{Rd}$  alla base delle stesse pari a 21.32kNm. Alla base delle colonne è quindi stato inserito un legame uniaxialMaterial di tipo LimitState, associato a un elemento zeroLengthSection. Nella modellazione sono stati considerati dei valori di pinchX, pinchY, damage1, damage2 e beta nulli.

```
element zeroLengthSection $eleTag $iNode $jNode $secTag
uniaxialMaterial LimitState $matTag $s1p $e1p $s2p $e2p $s3p $e3p $s1n $e1n $s2n $e2n $s3n $e3n
$pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta $curveTag $curveType
```

L'inserimento della cerniera plastica alla base delle colonne, caratterizzata da un piccolo valore di momento di attivazione, fornisce un'ulteriore fonte di dissipazione alla struttura (seppur di modesta entità).

### Rigidezza impalcati / Diaphragm stiffness

Essendo l'obiettivo della ricerca lo studio della modellazione delle pareti rocking, i diaframmi sono stati modellati come elastici. Per questo motivo è stato necessario definire dei valori di rigidezza appropriati da assegnare a ciascun impalcato.

Per la definizione delle rigidezze dei vari impalcato della struttura sono stati inizialmente definiti dei valori omogenei minimi sulla base delle formulazioni contenute all'interno degli studi di Fleischman e Zheng et al. (2005). Sono stati quindi assunti i seguenti valori di rigidezza  $E'$  e modulo di taglio  $G'$  per i vari diaframmi:  $1.3927 \cdot 10^{10}$ MPa e  $6.206 \cdot 10^9$ MPa per il primo impalcato (coefficiente di Poisson pari a 0.12),  $11968 \cdot 10^{10}$ MPa e  $5.191 \cdot 10^9$ MPa per il secondo impalcato (coefficiente di Poisson pari a 0.15) e  $14453 \cdot 10^{10}$ MPa e  $5.837 \cdot 10^9$ MPa per il terzo impalcato (coefficiente di Poisson pari a 0.24). I valori di modulo elastico equivalente associati a ciascun impalcato sono stati ottenuti con la seguente espressione:

$$E' = \frac{E_c b K_\theta}{b K_\theta + E_c I} \quad (2)$$

dove  $E_c$  è il modulo di rigidezza del calcestruzzo ed è pari a  $3.7 \cdot 10^{10}$ MPa,  $b$  è la larghezza della striscia di solaio considerato (pari a 1.22m per il primo e terzo impalcato e 0.508m per il secondo impalcato),  $I$  è il momento di inerzia del solaio (calcolato come  $1/12td^3$ , dove  $d$  è la larghezza del solaio, mentre  $t$  è lo spessore del solaio, calcolato come somma dello spessore della cappa e della flangia) ed è pari a  $6.138 \cdot 10^{11}$ mm<sup>4</sup> per il primo impalcato,  $3.68 \cdot 10^{11}$ mm<sup>4</sup> per il secondo e  $4.93 \cdot 10^{11}$ mm<sup>4</sup> per il terzo, ed infine  $K_\theta$  è la rigidezza flessionale del solaio pari a  $9.5833 \cdot 10^{12}$ N/mm. Il modulo di taglio equivalente è stato calcolato con la seguente espressione:

$$G' = \frac{1.2bG_c K_\psi}{1.2bK_\psi + AG_c} \quad (3)$$

dove  $G_c$  è il modulo di taglio del calcestruzzo pari a  $1.6087 \cdot 10^{10}$ MPa,  $A$  è l'area della striscia di solaio e il termine  $K_\psi$  è calcolato come segue ed è risultato pari a  $1.557 \cdot 10^6$ N/mm.

$$K_\psi = 2K_{v, \text{chord}} + nK_{v, \text{conn}} + \frac{d}{s'} K_{v, \text{topping}} \quad (4)$$

Nell'equazione precedente,  $n$  è il numero di connettori metallici presenti nel solaio agenti a taglio e  $K_{v, \text{conn}}$  è la rigidezza associata. Nel caso specifico i connettori metallici sono pari a sette per ogni striscia di solaio. Infine,  $s'$  è la distanza tra due strisce successive di connettori metallici,  $K_{v, \text{topping}}$  è la rigidezza a taglio associata alla rete diffusa di armatura presente nell'impalcato e  $K_{v, \text{chord}}$  è la rigidezza a taglio associata ai correnti laterali. I risultati ottenuti con questa prima modellazione, in termini di momento-rotazione e taglio-rotazione, sono riportati da Figura 105 a Figura 107.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

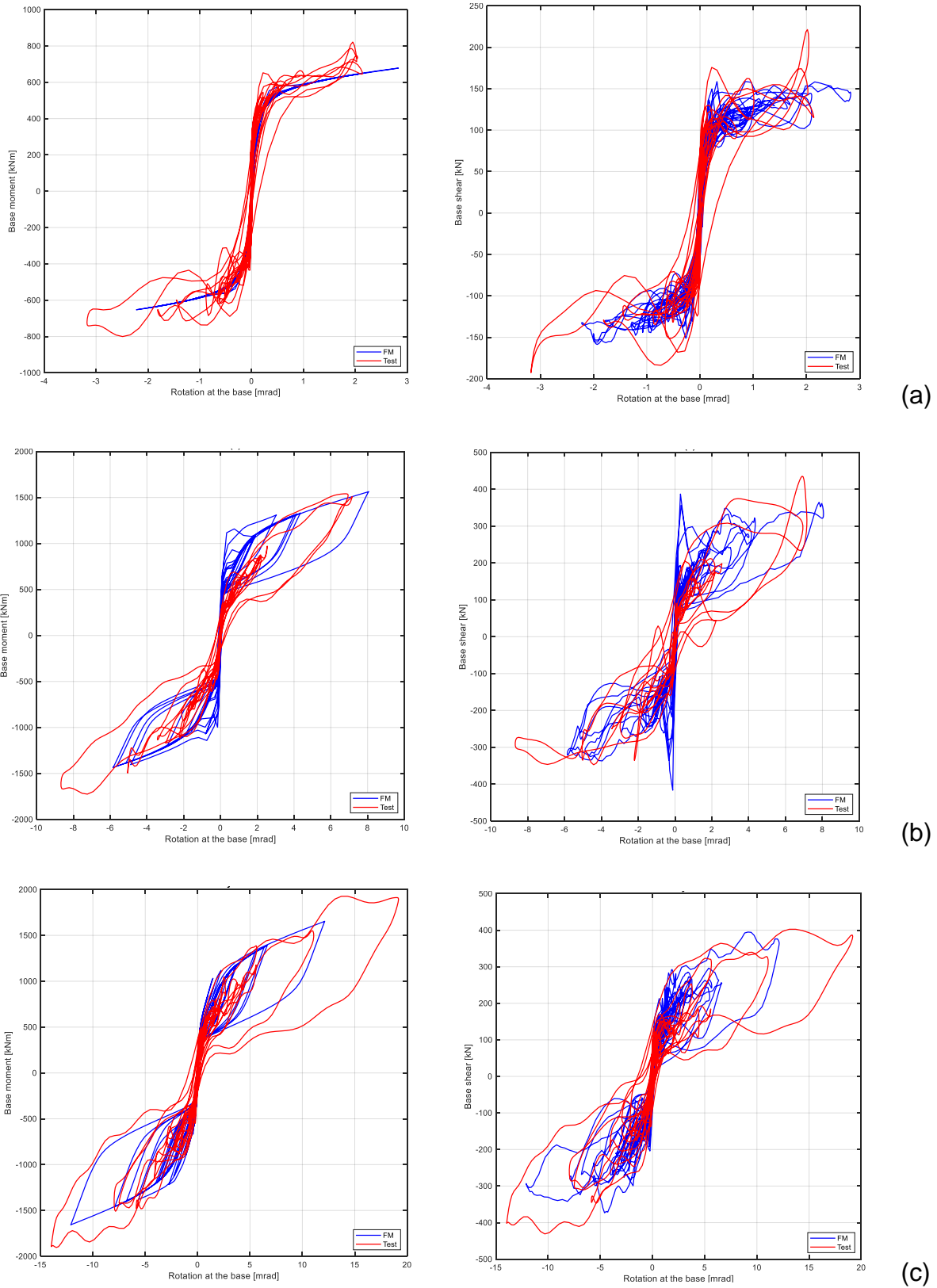


Figura 105. Risultati momento-rotazione e taglio-rotazione dei modelli 3D-FM di metà struttura per Knoxville (a), Seattle-4 (b) e Berkeley-DBE (c). / Moment-rotation and shear-rotation results on 3D-FM half structure for Knoxville (a), Seattle-4 (b) and Berkeley-DBE (c).

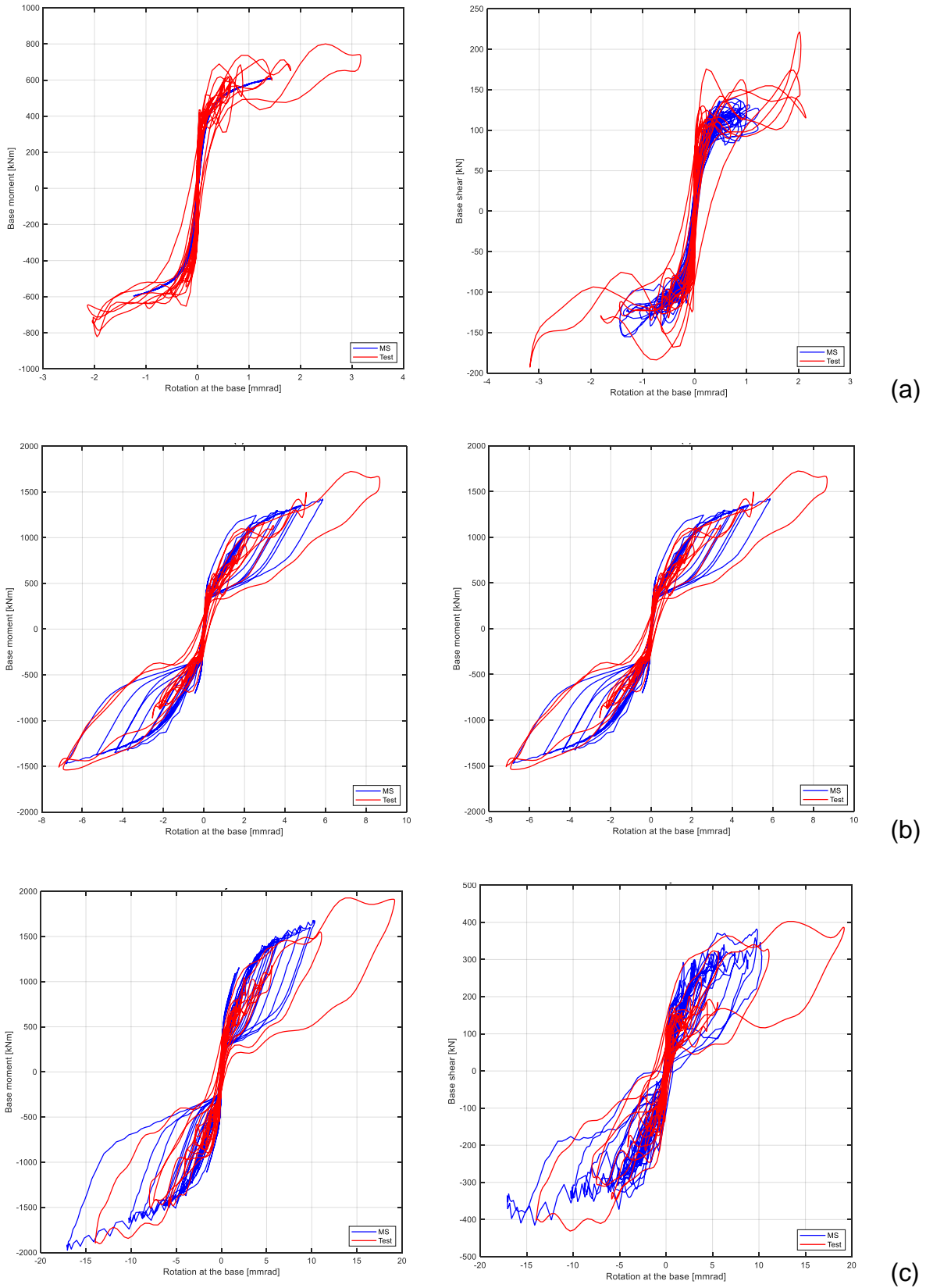


Figura 106. Risultati momento-rotazione e taglio-rotazione per i modelli 3D-MS metà struttura di Knoxville (a), Seattle-4 (b) e Berkeley-DBE (c). / Moment-rotation and shear-rotation results on 3D-MS half structure for Knoxville (a), Seattle-4 (b) and Berkeley-DBE (c).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

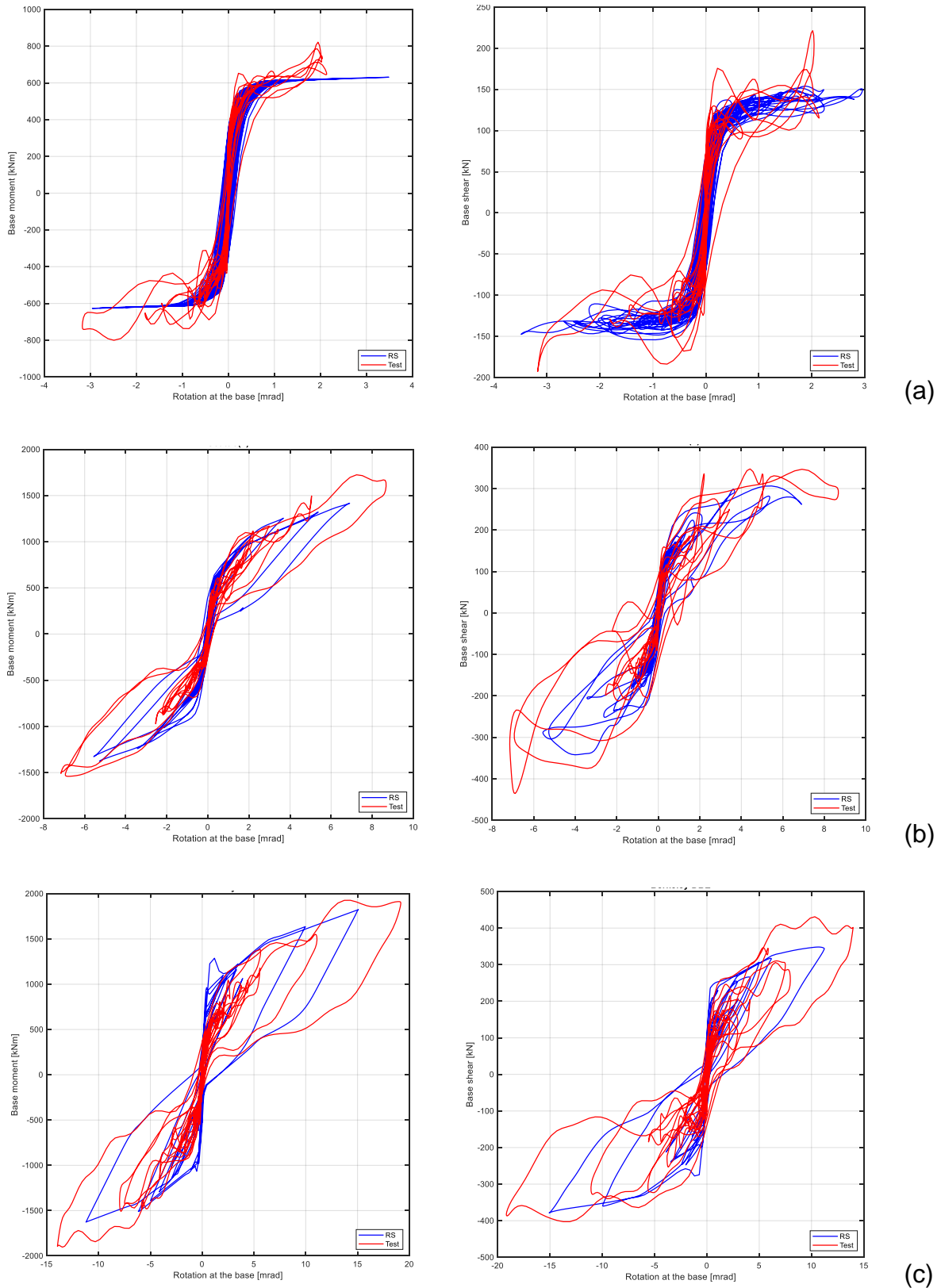


Figura 107. Risultati momento-rotazione e taglio-rotazione 3D-RS metà struttura per Knoxville (a), Seattle-4 (b) e Berkeley-DBE (c). / Moment-rotation and shear-rotation results on 3D-RS half structure for Knoxville (a), Seattle-4 (b) and Berkeley-DBE (c).

Successivamente sono state condotte delle analisi per valutare la risposta della struttura in termini di accelerazioni relative e/o assolute e spostamenti relativi e/o assoluti in

corrispondenza della parete e dei vari impalcati (in mezzeria e in estremità). Sono state effettuate numerose prove incrementando e diminuendo la rigidezza dei solai. È emerso che l'incremento della rigidezza dei solai causa un aumento significativo delle rotazioni alla base della parete. Sulla base degli studi condotti da Schoettler et al. (2010) sono stati definiti degli opportuni coefficienti di abbattimento delle rigidezze per i vari impalcati. I coefficienti di abbattimento delle rigidezze sono stati sintetizzati in Tabella 6.

Tabella 6. Parametri di abbattimento delle rigidezze associati a ciascun diaframma per gli scenari di Knoxville, Seattle e Berkeley. / Reduction factors of diaphragms' stiffness for Knoxville, Seattle and Berkeley.

KNOXVILLE	$I/I_g$ Centre	$I/I_g$ Lateral	$x_1$	$x_2$	$\Delta L$ [m]
1° Diaphragm	0.55	0.88	0.46	0.54	0.683
2° Diaphragm	0.17	0.58	0.46	0.54	0.683
3° Diaphragm	0.17	0.58	0.46	0.54	0.683
SEATTLE	$I/I_g$ Centre	$I/I_g$ Lateral	$x_1$	$x_2$	$\Delta L$ [m]
1° Diaphragm	0.27	0.88	0.46	0.54	0.683
2° Diaphragm	0.07	0.42	0.48	0.52	0.341
3° Diaphragm	0.29	0.29	/	/	/
BERKELEY	$I/I_g$ Centre	$I/I_g$ Lateral	$x_1$	$x_2$	$\Delta L$ [m]
1° Diaphragm	0.17	0.45	0.46	0.54	0.683
2° Diaphragm	0.02	0.42	0.48	0.52	0.341
3° Diaphragm	0.16	0.16	/	/	/

I parametri  $x_1$ ,  $x_2$ ,  $\Delta L$  e  $I_g$  citati in Tabella 6 sono stati rappresentati in Figura 108.

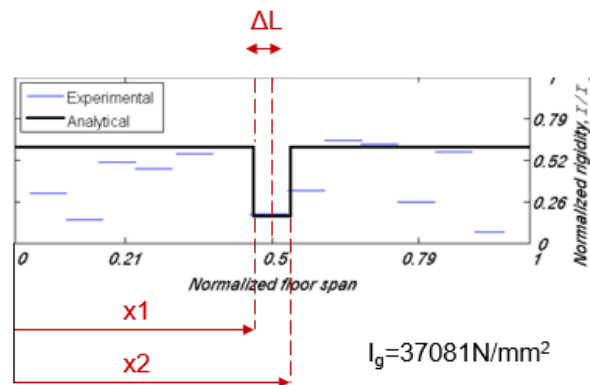


Figura 108. Descrizione dei parametri principali di Tabella 6. / Principal parameters of Tabella 6.

Anche le rigidezze a taglio sono state modificate coerentemente con i valori flessionali. Inoltre, per tener conto nella modellazione della deformabilità a taglio degli elementi finiti di tipo beam così da meglio cogliere la deformazione degli impalcati della struttura, il modello Eulero-Bernoulli è stato sostituito con quello Timoshenko.

`element ElasticTimoshenkoBeam $eleTag $iNode $jNode $E $G $A $Jx $Jy $Jz $Avy $Avz $transfTag`

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

Nel codice precedente,  $A_{vy}$  e  $A_{vz}$  indicano rispettivamente le aree di taglio lungo gli assi locali dell'elemento.

Sono quindi state condotte delle analisi dinamiche non lineari per indagare le rotazioni alla base della parete e le accelerazioni orizzontali ai vari livelli. Vengono di seguito presentati i principali risultati ottenuti sui modelli tridimensionali parziali, cioè riferiti a metà struttura, per la modellazione MS e FM per gli scenari di Berkeley-DBE e Knoxville. I risultati sono presentati in funzione della rotazione alla base della parete, dell'accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato, dei periodi della struttura e dei singoli diaframmi di piano (e relative frequenze) e, infine, della trasformata di Fourier sulle accelerazioni relative (quest'ultime ottenute come differenza tra il valore di accelerazione registrato al centro del diaframma e quello rilevato a un quarto dello stesso). Partendo dal caso studio di Berkeley-DBE per il modello MS si ottengono i seguenti risultati (vedi Figura 109).

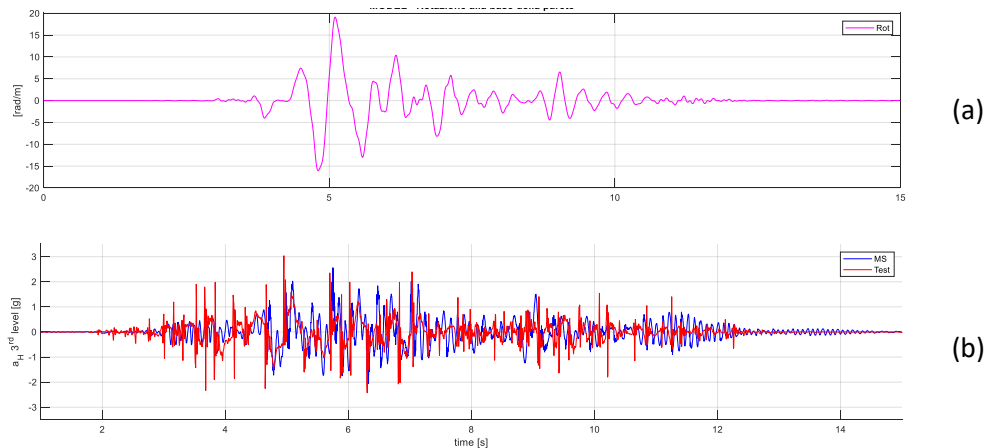


Figura 109. Rotazione alla base della parete (a) e accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato (b) per Berkeley-DBE e modellazione MS. / Rotation at the base (a) and horizontal acceleration at third level (b) on MS for Berkeley-DBE.

I valori di periodo sono riportati in Tabella 7. Il primo e il terzo modo di vibrare della struttura sono traslazionali, mentre il secondo è torsionale. I modi di vibrare degli impalcati sono stati ottenuti considerando ciascun diaframma come una trave di tipo appoggio-appoggio.

Tabella 7. Modi di vibrare modello MS per Berkeley-DBE. / Principal vibration modes on MS for Berkeley-DBE.

Structure			Diaphragms		
$T_1$ [s]	$T_2$ [s]	$T_3$ [s]	$T_{1^{\circ}\text{floor}}$ [s]	$T_{2^{\circ}\text{floor}}$ [s]	$T_{3^{\circ}\text{floor}}$ [s]
0.243	0.131	0.075	0.081	0.144	0.126
$f_1$ [Hz]	$f_2$ [Hz]	$f_3$ [Hz]	$f_{1^{\circ}\text{floor}}$ [Hz]	$f_{2^{\circ}\text{floor}}$ [Hz]	$f_{3^{\circ}\text{floor}}$ [Hz]
4.12	7.63	13.33	12.35	6.94	7.94

Per valutare l'influenza della rigidità dei diaframmi sulla risposta strutturale, è stata eseguita l'analisi di Fourier del segnale. I risultati della trasformata di Fourier sono stati riportati in Figura 110; da essa sono chiaramente visibili i picchi di accelerazione relativa per



frequenze comprese tra 3 e 5Hz (probabile impatto del modo di vibrare principale della struttura) e per valori prossimi a 9÷11Hz (secondo e terzo diaframma della struttura). È stato quindi inserito un abbattimento della rigidità dei diaframmi, principalmente del secondo, per spostare il picco di accelerazione che si registra in corrispondenza dei 9Hz (Figura 110b) più a sinistra al fine di renderlo conforme a quanto ottenuto sperimentalmente.

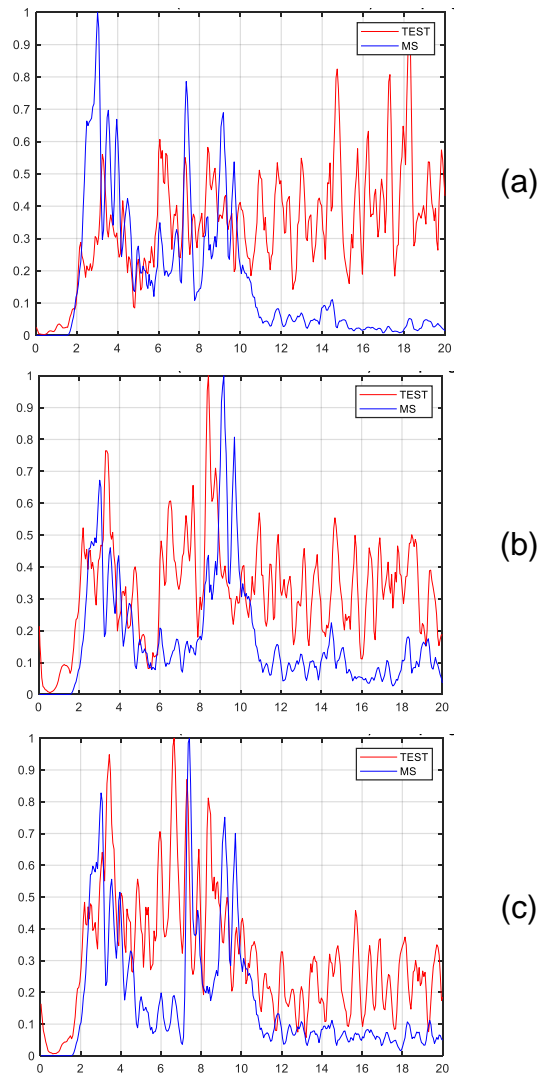


Figura 110. Trasformata di Fourier delle accelerazioni relative associate al primo (a), secondo (b) e terzo (c) impalcato (MS, Berkeley-DBE). / Fast Fourier transform of relative accelerations for the first (a), second (b) and third (c) diaphragms (MS, Berkeley-DBE).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

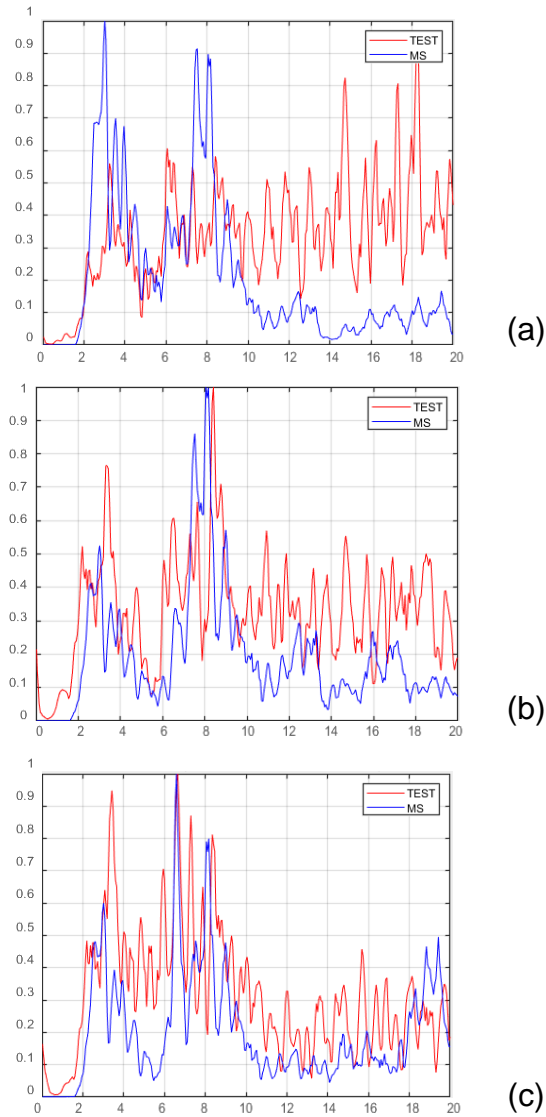


Figura 111. Trasformata di Fourier riferita alle accelerazioni relative del primo (a), secondo (b) e terzo (c) impalcato (modello MS, Berkeley-DBE) con fattori di abbattimento della rigidità. / Fourier transform of relative diaphragms accelerations (MS model, Berkeley-DBE) for first (a), second (b) and third (c) diaphragms with reduction stiffness factors.

Mentre per quanto riguarda il caso di Knoxville, le rotazioni della parete alla base sono di un ordine di grandezza inferiore rispetto al caso di Berkeley-DBE. I valori dei modi di vibrare della struttura e dei diaframmi sono stati riportati in Tabella 8.

Tabella 8. Modi di vibrare modello MS per Knoxville. / Principal vibration modes on MS for Knoxville.

Struttura / Structure			Diaframmi / Diaphragms		
$T_1$ [s]	$T_2$ [s]	$T_3$ [s]	$T_{1^\circ\text{floor}}$ [s]	$T_{2^\circ\text{floor}}$ [s]	$T_{3^\circ\text{floor}}$ [s]
0.203	0.102	0.066	0.081	0.144	0.126
$f_1$ [Hz]	$f_2$ [Hz]	$f_3$ [Hz]	$f_{1^\circ\text{floor}}$ [Hz]	$f_{2^\circ\text{floor}}$ [Hz]	$f_{3^\circ\text{floor}}$ [Hz]
4.93	9.81	15.15	12.35	6.94	7.94

In termini di trasformata di Fourier si ottengono i seguenti risultati (in blu quelli analitici e in rosso quelli sperimentali).

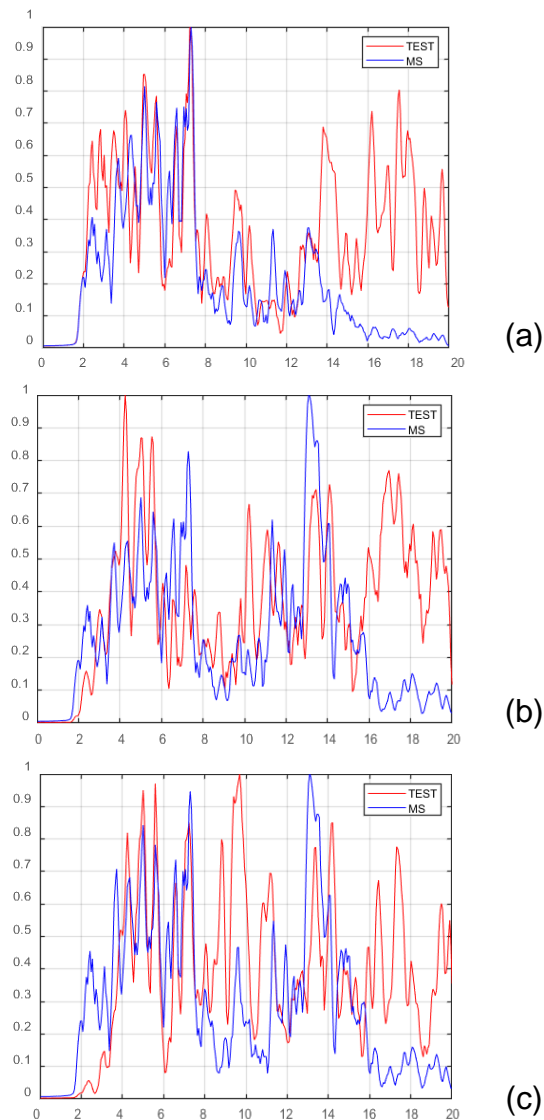


Figura 112. Trasformata di Fourier delle accelerazioni relative associate al primo (a), secondo (b) e terzo (c) impalcato (modello MS, Knoxville). / Fourier transform of relative first (a), second (b) and third (c) diaphragms accelerations (MS model, Knoxville).

Analizzando ora il modello FM a fibre, partendo dal caso di Berkeley-DBE, si ottengono risultati in termini di rotazione alla base e accelerazione simili ai precedenti. L'analisi dei modi di vibrare è stata schematicamente riportata in Tabella 9. I periodi sono in linea con quanto ottenuto precedentemente con modellazione MS.

Tabella 9. Modi di vibrare modello FM per Berkeley-DBE. / Principal vibration modes on MS for Berkeley-DBE.

Struttura / Structure			Diaframmi / Diaphragms		
$T_1$ [s]	$T_2$ [s]	$T_3$ [s]	$T_{1^{\circ}\text{floor}}$ [s]	$T_{2^{\circ}\text{floor}}$ [s]	$T_{3^{\circ}\text{floor}}$ [s]
0.256	0.100	0.063	0.081	0.144	0.126
$f_1$ [Hz]	$f_2$ [Hz]	$f_3$ [Hz]	$f_{1^{\circ}\text{floor}}$ [Hz]	$f_{2^{\circ}\text{floor}}$ [Hz]	$f_{3^{\circ}\text{floor}}$ [Hz]
3.91	9.97	15.87	12.35	6.94	7.94

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

In Figura 113 si riportano le trasformate di Fourier sulle accelerazioni relative.

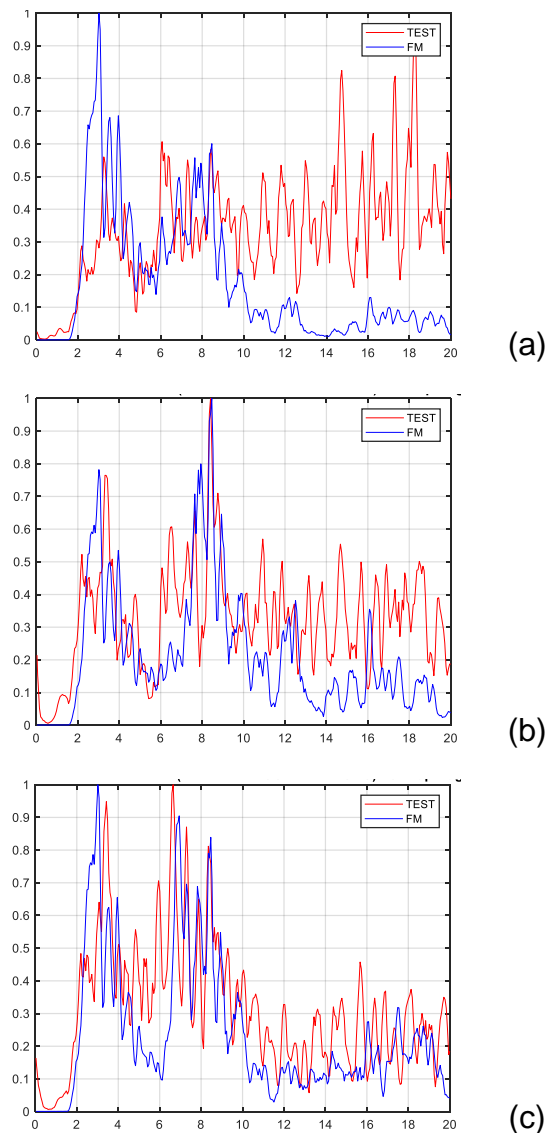


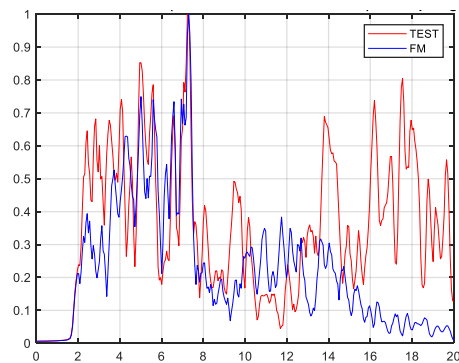
Figura 113. Trasformata di Fourier riferita alle accelerazioni relative del primo (a), secondo (b) e terzo (c) impalcato (modello FM, Berkeley-DBE). / Fourier transform of relative accelerations for first (a), second (b) and third (c) diaphragms (FM model, Berkeley-DBE).

Infine, per quanto riguarda il caso di Knoxville, si ottengono i seguenti risultati; le rotazioni principali sono concentrate da 4 a 7s dell'accelerogramma, con valori massimi pari a 2mrad. I risultati dell'analisi modale sono riportati in Tabella 10.

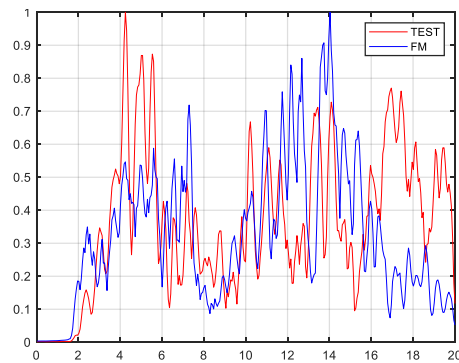
Tabella 10. Modi di vibrare modello FM per Knoxville. / Principal vibration modes on FM for Knoxville.

Struttura / Structure			Diaframmi / Diaphragms		
$T_1$ [s]	$T_2$ [s]	$T_3$ [s]	$T_{1^{\circ}\text{floor}}$ [s]	$T_{2^{\circ}\text{floor}}$ [s]	$T_{3^{\circ}\text{floor}}$ [s]
0.191	0.100	0.058	0.081	0.144	0.126
$f_1$ [Hz]	$f_2$ [Hz]	$f_3$ [Hz]	$f_{1^{\circ}\text{floor}}$ [Hz]	$f_{2^{\circ}\text{floor}}$ [Hz]	$f_{3^{\circ}\text{floor}}$ [Hz]
5.24	9.98	17.24	12.35	6.94	7.94

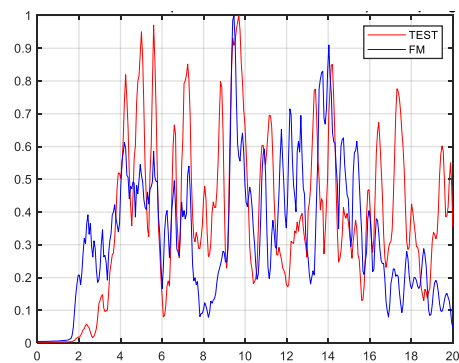
E i risultati ottenuti in termini di trasformata di Fourier sono stati riportati in Figura 114.



(a)



(b)



(c)

Figura 114. Trasformata di Fourier riferita alle accelerazioni relative del primo (a), secondo (b) e terzo (c) impalcato (modello FM, Knoxville). / Fourier transform of relative accelerations for first (a), second (b) and third (c) diaphragms (FM model, Knoxville).

I risultati ottenuti hanno permesso di verificare la corretta modellazione della struttura. Infatti, i risultati analitici, valutati in termini di rotazione alla base della parete, accelerazione orizzontale assoluta in corrispondenza del terzo impalcato e trasformata di Fourier sulle accelerazioni relative, sono perfettamente compatibili con quanto ottenuto sperimentalmente. È stata effettuata una valutazione delle accelerazioni relative anche sulla struttura completa e i risultati sono stati confrontati con quanto ottenuto precedentemente. In Figura 115 (MS) e Figura 116 (FM) sono stati riportati i risultati ottenuti.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

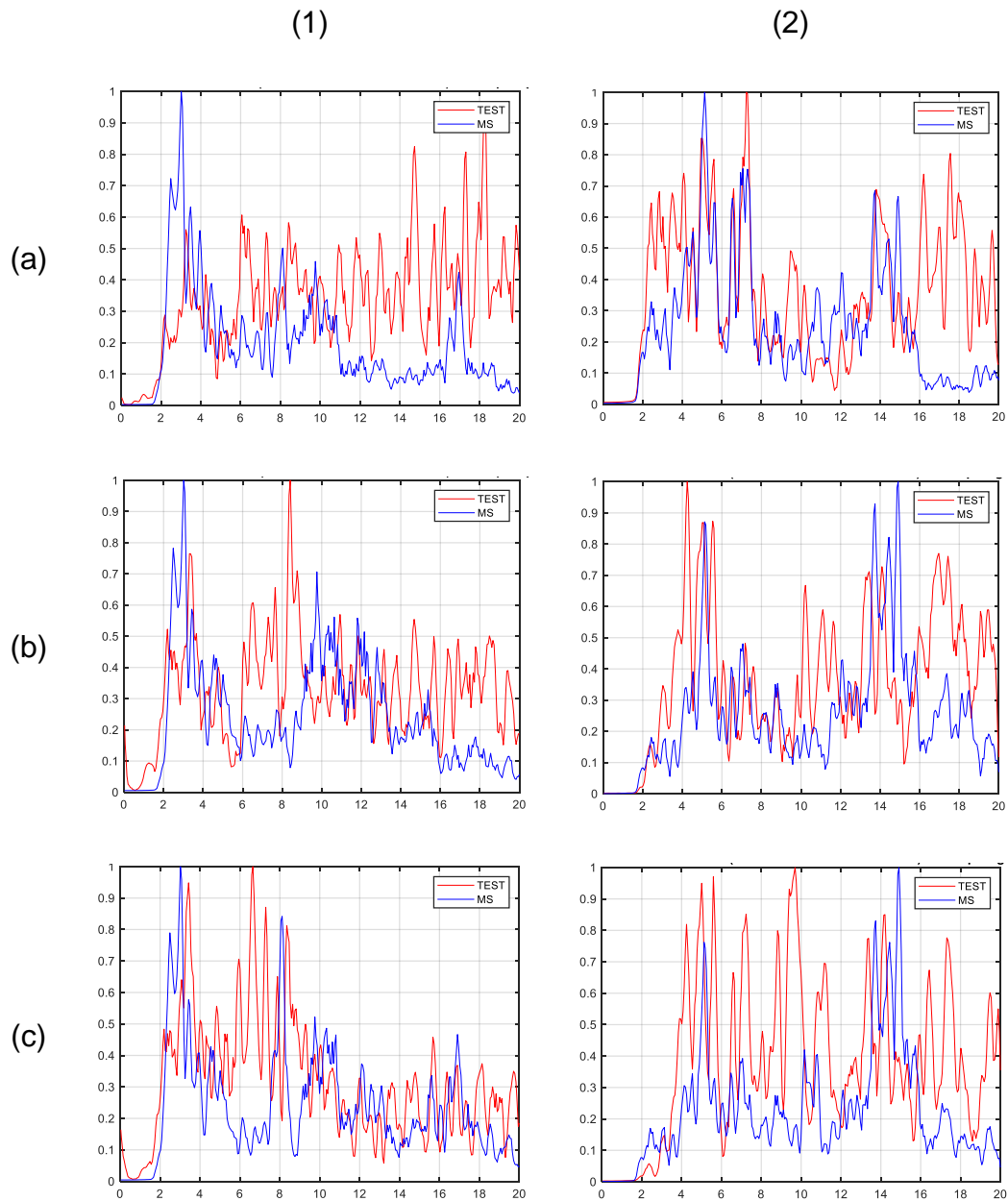


Figura 115. Trasformata di Fourier riferita alle accelerazioni relative del primo (a), secondo (b) e terzo (c) impalcato per il modello MS di Berkeley-DBE (1) e Knoxville (2). / Fourier transform of relative accelerations for first (a), second (b) and third (c) diaphragms on MS for Berkeley-DBE (1) and Knoxville (2).

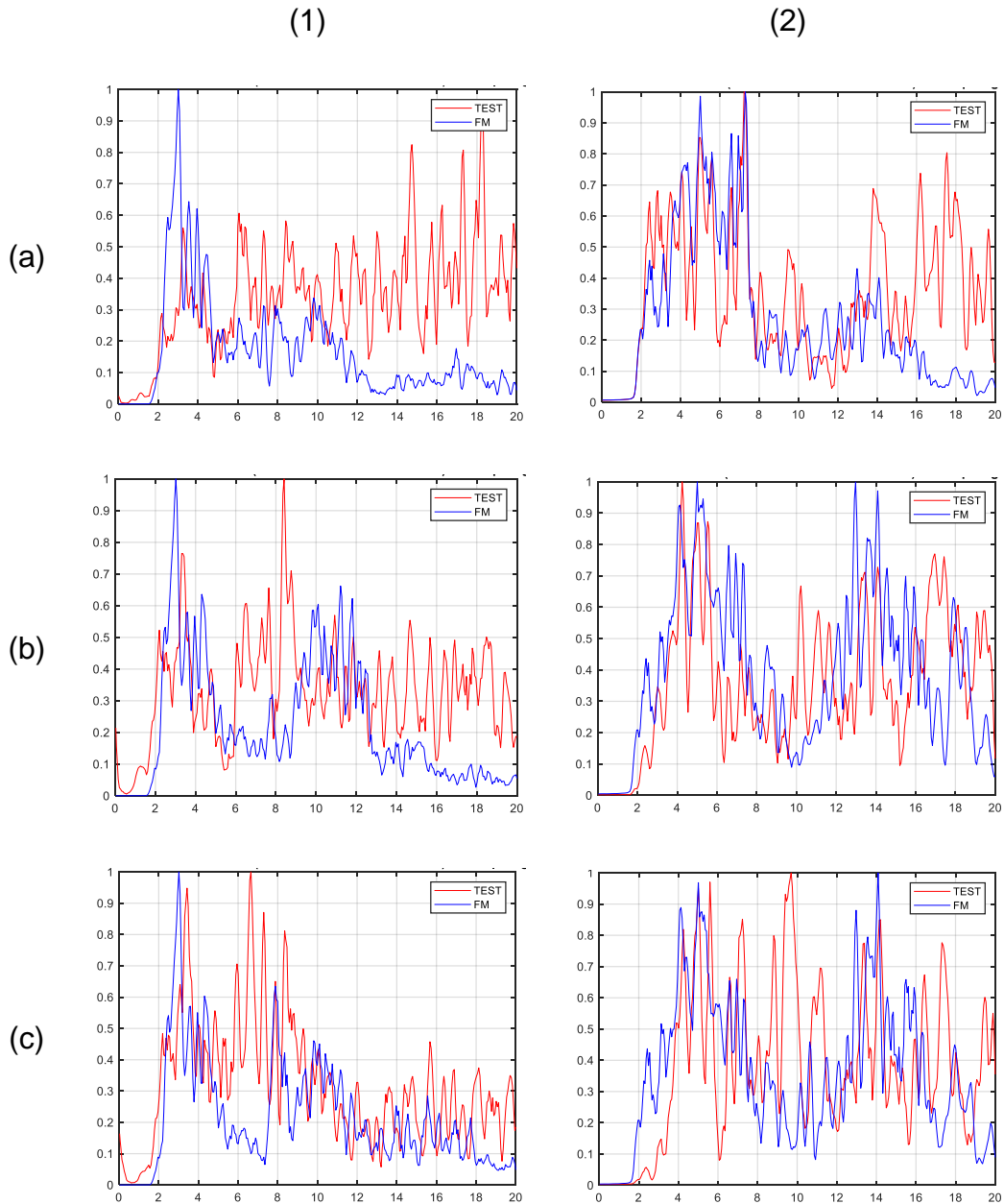


Figura 116. Trasformata di Fourier riferita alle accelerazioni relative del primo (a), secondo (b) e terzo (c) impalcato per il modello FM di Berkeley-DBE (1) e Knoxville (2). / Fourier transform of relative accelerations for first (a), second (b) and third (c) diaphragms on FM for Berkeley-DBE (1) and Knoxville (2).

I risultati ottenuti dalla modellazione della struttura completa sono compatibili con quelli sperimentali e sono in linea con quanto ottenuto precedentemente con i modelli parziali.

Sulla base dei risultati ottenuti è quindi possibile constatare che, anche se stiamo valutando delle accelerazioni relative, rimane molto visibile nei risultati dell'analisi il periodo fondamentale della struttura e il terzo modo di vibrare; cioè i primi due modi di vibrare traslazionali della struttura stessa. Inoltre, sapendo che il picco associato all'impatto avviene due volte per ciascun ciclo, oltre alla frequenza della struttura all'incirca pari a 4Hz, si origina una frequenza doppia associata alla nascita di questi ulteriori picchi. Inoltre, si possono

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

riscontrare dei picchi aggiuntivi per frequenze prossime ai 9Hz, che possono essere dovuti all'accoppiamento dei diaframmi.

Inoltre, essendo le pareti del modello identiche, è logico aspettarsi delle differenze rispetto ai risultati emersi dai test sperimentali in cui, invece, le pareti manifestano dei comportamenti diversi. In aggiunta, nel modello parziale della struttura, a causa della presenza dei pattini di estremità, non è possibile ottenere i modi pari ottenuti invece con il modello completo. Tutti questi fattori giustificano i differenti risultati ottenuti e quanto emerso dal confronto tra il modello parziale e quello completo dell'intera struttura.

Sono state condotte delle valutazioni modali sui modi di vibrare principali della struttura e su quelli relativi ai vari impalcati. Inizialmente sono state studiate le prime tre forme modali relative alla risposta della struttura. Dagli studi condotti da Belleri et al. nel 2014 sullo stesso caso studio era emerso un comportamento traslazionale del primo modo di vibrare (con frequenza pari a 5.29Hz) e del terzo (con frequenza pari a 10.59Hz), mentre il secondo modo era caratterizzato da un comportamento prevalentemente torsionale (con frequenza pari a 8.01Hz).

Sono state effettuate delle analisi modali sulla struttura tridimensionale per ottimizzare la deformata associata ai vari impalcati e ottenere dei risultati in linea con quanto presente in Belleri et al. (2014). È importante ricordare che la struttura reale, cioè quella realizzata e testata su tavola vibrante, non ha una simmetria perfetta e quindi i risultati in termini di deformata tendono a non essere perfettamente simmetrici rispetto alla mezzeria. In Figura 117 e in Figura 118 sono stati riportati i risultati sperimentali relativi all'andamento della deformata dei vari impalcati (Belleri et al., 2014), mentre in Figura 119 e in Figura 120 sono rappresentati quelli analitici.

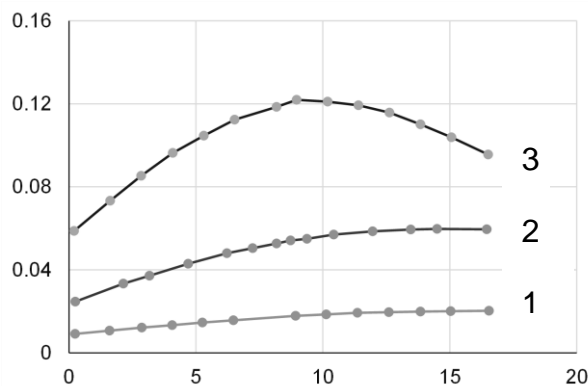


Figura 117. Modi di vibrare sperimentali degli impalcati associati al primo modo di vibrare traslazionale (Belleri et al., 2014). Le misure sono espresse in metri. / Experimental vibration modes of the diaphragms for the first translational vibration mode (Belleri et al., 2014). The dimensions are expressed in meters.



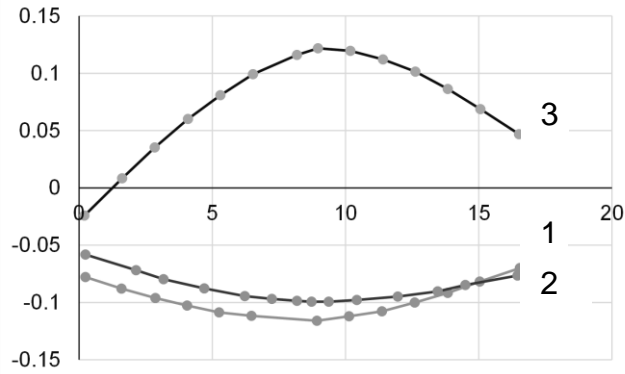


Figura 118. Modi di vibrare sperimentali degli impalcati associati al secondo modo di vibrare traslazionale (Belleri et al., 2014). Le misure sono espresse in metri. / Experimental vibration modes of the diaphragms for the second translational vibration mode (Belleri et al., 2014). The dimensions are expressed in meters.

Sulla base delle forme modali ottenute a seguito dei test sperimentali condotti su tavola vibrante risulta ben visibile la presenza di un accoppiamento torsionale tra i modi di vibrare che, invece, non viene rilevato dal modello numerico. Infatti, nel modello a elementi finiti, essendo le pareti uguali, non è possibile cogliere questo comportamento asimmetrico (Figura 119 e Figura 120).

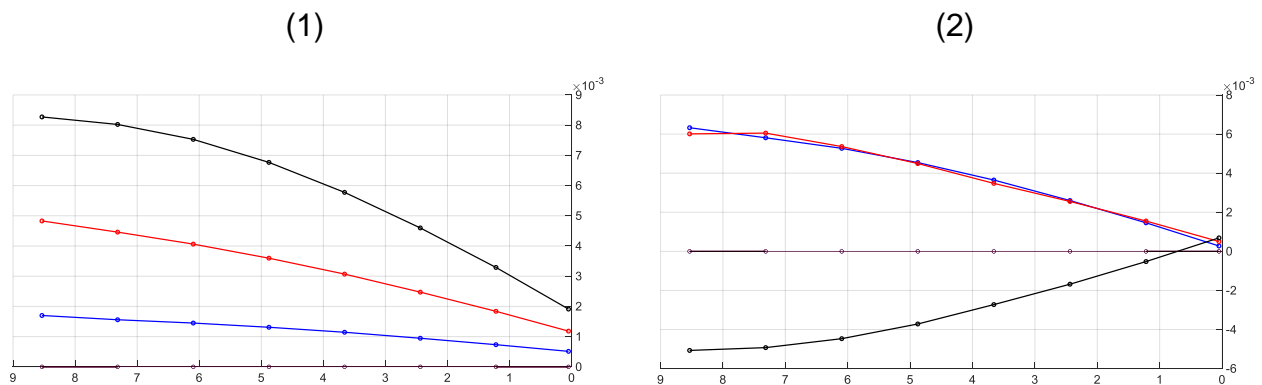


Figura 119. Analisi dei modi di vibrare ottenuti con modellazione analitica associati al primo (1) e al secondo (2) modo di vibrare traslazionale per la struttura parziale. In blu il primo, in arancio il secondo e in nero il terzo impalcato. / Study of the numerical vibration modes for the first (1) and second (2) translational modes for the half-structure. In blue the first diaphragm, in orange the second diaphragm and in black the third diaphragm.

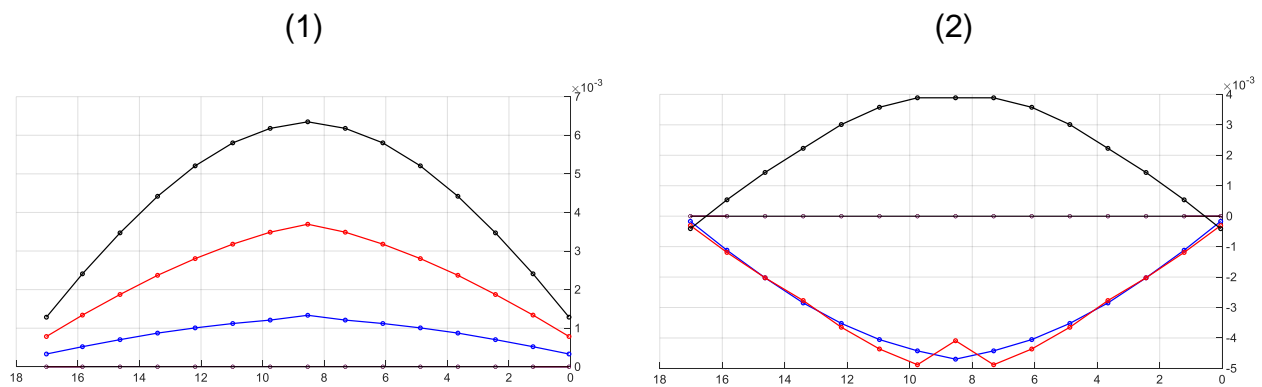


Figura 120. Analisi dei modi di vibrare ottenuti con modellazione analitica associati al primo (1) e al secondo (2) modo di vibrare traslazionale per la struttura completa. In blu il primo impalcato, in arancio il secondo e in nero il terzo. / Study of the numerical vibration modes for the first (1) and second (2) translational modes for the complete structure. In blue the first diaphragm, in orange the second diaphragm and in black the third diaphragm.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

Non essendoci differenze sostanziali tra i risultati ottenuti con metà struttura e con la struttura intera in termini di deformazione dei diaframmi (associata ai modi di vibrare principali traslazionali) e sulla base delle considerazioni fatte precedentemente in merito alle accelerazioni relative valutate in corrispondenza dei vari impalcati, è possibile affermare che il modello parziale di metà struttura approssima correttamente i risultati della struttura completa, con in aggiunta un evidente guadagno dal punto di vista computazionale (sia di spazio fisico sul processore di calcolo sia di tempo associato all'analisi). Sulla base dei test condotti sulla struttura tridimensionale e sulle analisi di sensibilità condotte sulla singola parete (che hanno permesso di stabilire i parametri fondamentali della modellazione) è stato effettuato un tuning manuale dei parametri (riportati da Figura 121 a Figura 123) e sono stati ottenuti i seguenti risultati (da confrontare con quanto mostrato da Figura 105 a Figura 107). Le figure di sinistra si riferiscono ai risultati momento-rotazione (espressi in kNm-mrad), mentre quelle di destra ai risultati taglio-rotazione (kN-mrad).

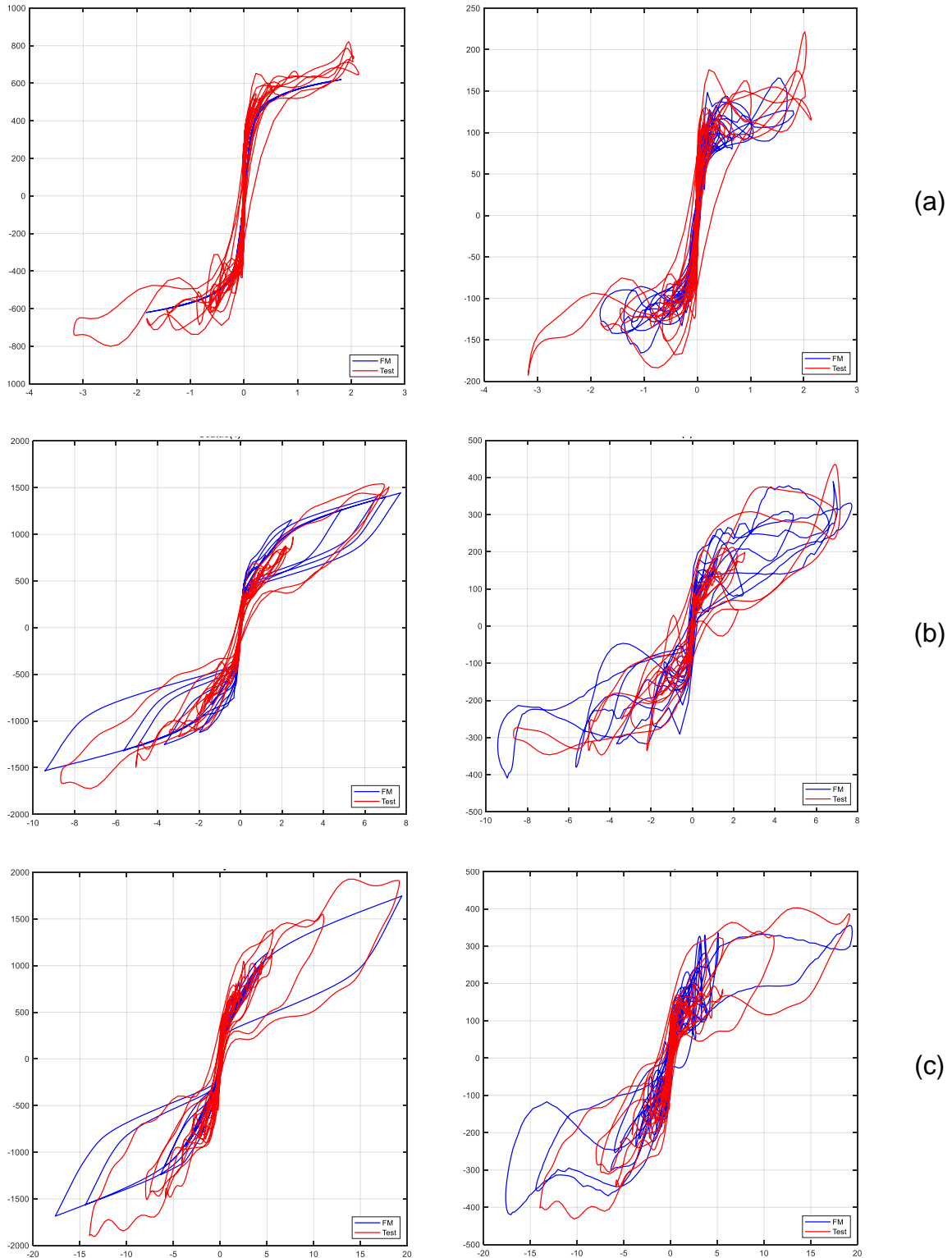


Figura 121. Risultati momento-rotazione e taglio-rotazione 3D-FM di metà struttura a seguito del tuning manuale per gli scenari di Knoxville (a), Seattle-4 (b) e Berkeley-DBE (c). / Moment-rotation and shear-rotation manual tuning results on 3D-FM for Knoxville (a), Seattle-4 (b) and Berkeley-DBE (c).

I risultati riportati in Figura 121 sono stati ottenuti assumendo  $E_{\text{conf}}$  pari al 60% della rigidezza del calcestruzzo, la lunghezza non aderente dei dissipatori  $L_{\text{dad}}$  pari a  $L_d$  più 12 volte il diametro degli stessi, la rigidezza dell'interfaccia  $E_{\text{rocking}}$  pari al 10% della rigidezza del

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

calcestruzzo e un valore del fattore di smorzamento proporzionale alle sole masse pari all'1%.

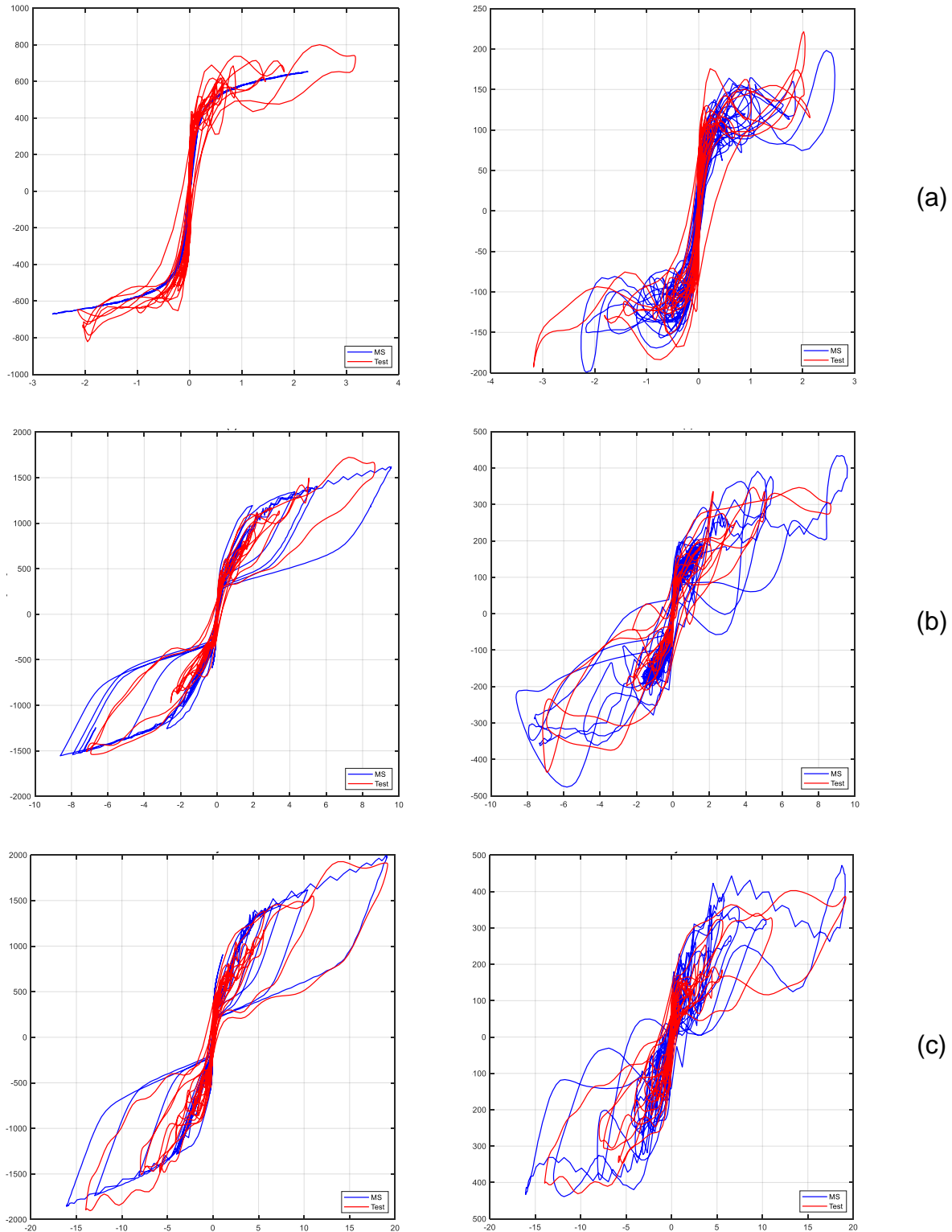


Figura 122. Risultati momento-rotazione e taglio-rotazione 3D-MS di metà struttura a seguito del tuning manuale per gli scenari di Knoxville (a), Seattle-4 (b) e Berkeley-DBE (c). / Moment-rotation and shear-rotation manual tuning results on 3D-MS for Knoxville (a), Seattle-4 (b) and Berkeley-DBE (c).

I risultati riportati in Figura 122 sono ottenuti assumendo la rigidezza assiale delle molle traslazionali alla base  $k_{spring}$  calcolata considerando il parametro L pari al 50% della

larghezza della parete, mentre la lunghezza non aderente dei dissipatori  $L_{dad}$  e il fattore di smorzamento rispettivamente pari a  $L_d$  più 12 volte il diametro degli stessi e all'1%.

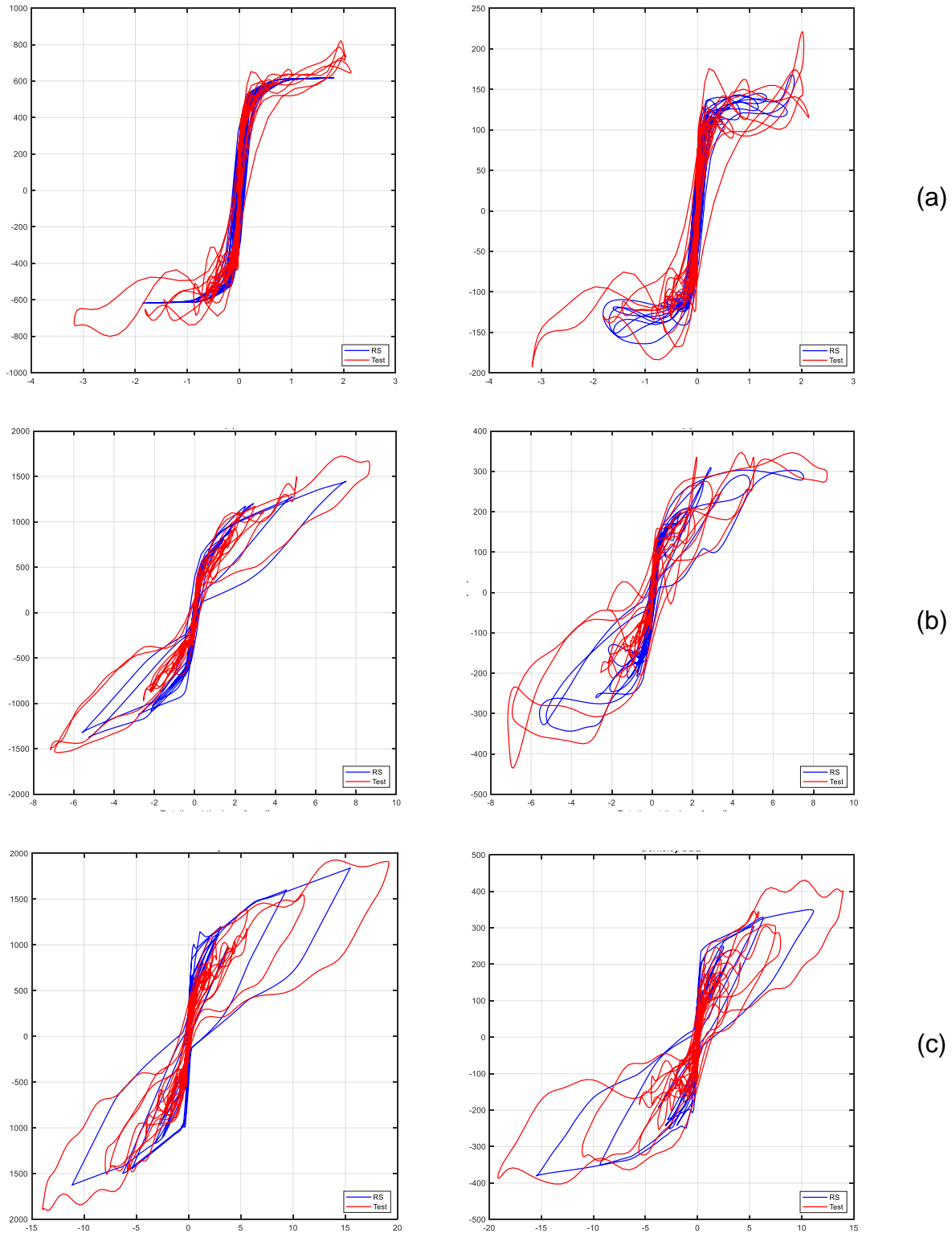


Figura 123. Risultati momento-rotazione e taglio-rotazione 3D-RS di metà struttura a seguito del tuning manuale per gli scenari di Knoxville (a), Seattle-4 (b) e Berkeley-DBE (c). / Moment-rotation and shear-rotation manual tuning results on 3D-RS for Knoxville (a), Seattle-4 (b) and Berkeley-DBE (c).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

I risultati riportati in Figura 123 sono stati ottenuti considerando un valore di smorzamento relativo alla Rayleigh pari all'1% e proporzionale alle sole masse.

### *Ottimizzazione numerica / Numerical optimization*

È stato studiato e valutato l'utilizzo di un processo di ottimizzazione sui parametri chiave di ciascuna modellazione (vedi analisi di sensibilità) al fine di meglio approssimare i risultati sperimentali. Un problema di ottimizzazione consiste nel determinare, se esiste, un punto di minimo della funzione  $f$  tra i punti dell'insieme  $S$ . I problemi di ottimizzazione sono spesso denominati problemi di programmazione matematica. Un problema di massimo può sempre essere ricondotto a un problema di minimo cambiando di segno la funzione obiettivo. Infatti, data una funzione:

$$f: \mathbb{R}^n \rightarrow \mathbb{R} \quad (5)$$

e

$$S \subseteq \mathbb{R}^n \quad (6)$$

un problema di ottimizzazione può essere formulato nella forma:

$$\min_{x \in S} f(x) \quad (7)$$

dove la funzione  $f$  è chiamata funzione obiettivo e l'insieme  $S$  è definito insieme ammissibile, cioè è l'insieme delle possibili soluzioni del problema. Un punto  $x \in S$  si chiama soluzione ammissibile. Il problema di ottimizzazione si dice inammissibile se non esistono soluzioni ammissibili. Il punto di minimo globale è definito nel seguente modo: si dice che il problema di ottimizzazione ammette soluzione ottima (finita) se esiste un  $x^* \in S$  tale che risulti:

$$f(x^*) \leq f(x) \quad (8)$$

per ogni  $x \in S$ . Il punto  $x^*$  è detto soluzione ottima o minimo globale e il corrispondente valore  $f(x^*)$  si dice valore ottimo. Mentre il punto di minimo locale può essere definito nel seguente modo: un punto  $x^* \in S$  si dice punto di minimo locale di  $f$  su  $S$  se esiste un intorno  $U(x^*)$  di  $x^*$  tale che:

$$f(x^*) \leq f(x) \quad (9)$$

per ogni  $x \in S \cap U(x^*)$ . In questo caso si dice che  $f(x^*)$  è un minimo locale di  $f$  su  $S$ . Un punto  $x^* \in S$  è un punto di minimo locale stretto di  $f$  su  $S$  se esiste un intorno  $U(x^*)$  di  $x^*$  tale che:

$$f(x^*) < f(x) \quad (10)$$

per ogni  $x \in S \cap U(x^*)$ ,  $x \neq x^*$ . Un punto di minimo globale è anche un punto di minimo locale, ma non è vero in generale il viceversa.

Risolvere un problema di ottimizzazione significa, in pratica, stabilire se l'insieme ammissibile è non vuoto (oppure concludere che non esistono soluzioni ammissibili), se esistono soluzioni ottime (oppure dimostrare che il problema non ammette soluzioni ottime) e, infine, determinare (eventualmente in modo approssimato) una soluzione ottima. All'interno dei problemi di ottimizzazione si possono distinguere le seguenti importanti classi di problemi: problemi di ottimizzazione continua, discreta e misti. Nei primi le variabili possono assumere tutti i valori reali ( $x \in \mathbb{R}^n$ ) e possono essere di tipo vincolato oppure no. Nei secondi, in cui le variabili sono vincolate ad essere numeri interi, si possono distinguere due ulteriori sottoclassi: cioè quelli di programmazione a numeri interi e quelli di ottimizzazione booleana. Infine, nei problemi misti solo alcune delle variabili sono vincolate a essere intere.

In questo caso è stato impostato un problema di ottimizzazione continua di tipo vincolato al fine di valutare il valore più consono da adottare per determinati parametri al fine di ridurre il residuo finale, cioè minimizzare la funzione obiettivo, definita sulla base dello spostamento massimo in testa alla parete e il taglio massimo alla base. Per la valutazione del taglio massimo alla base non verranno considerati i valori ottenuti al di sotto di un certo valore minimo di rotazione al fine di eliminare la presenza dei picchi iniziali di accelerazione orizzontale. È stata utilizzata la funzione Matlab `lsqnonlin`, cioè un processo di minimizzazione ai minimi quadrati. Inizialmente è stata studiata la singola parete con modellazione a fibre (FM) e sono state effettuate delle valutazioni sulla funzione obiettivo, in termini di spostamento (Figura 124) e taglio massimi. I parametri che sono stati analizzati sono la rigidezza all'interfaccia parete-fondazione  $E_{\text{rocking}}$ , la rigidezza abbattuta del calcestruzzo nella zona sopra l'interfaccia  $E_{\text{conf}}$  e il valore del parametro di smorzamento  $\zeta$ . È stata introdotta una variabile booleana al fine di eliminare dai risultati le analisi che non sono arrivate a convergenza.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

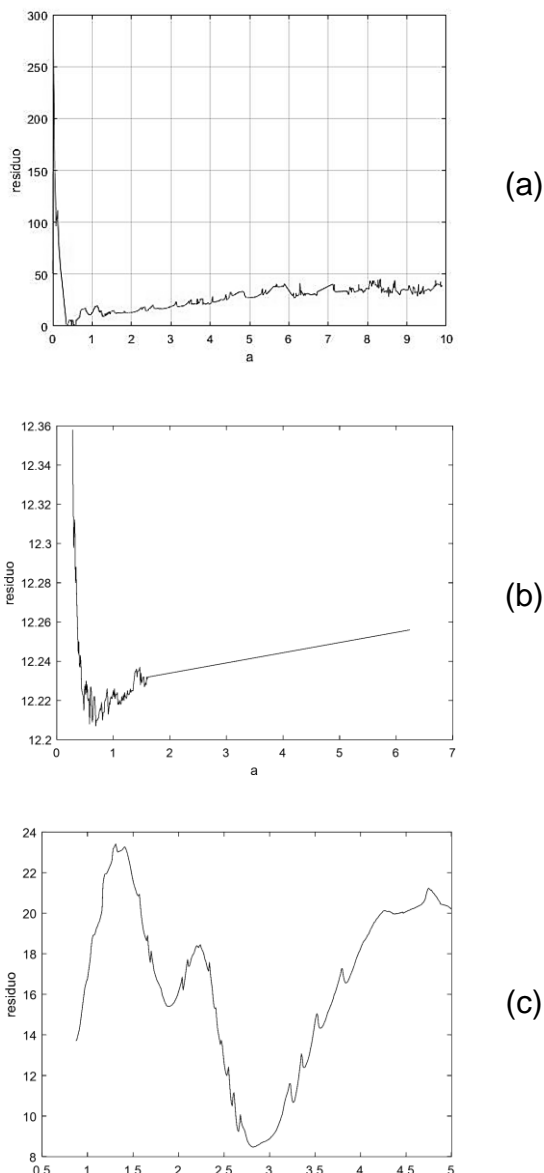


Figura 124. Minimizzazione della funzione obiettivo in termini di spostamento massimo in testa in funzione dei parametri  $E_{rock}$  (a),  $E_{conf}$  (b) e fattore di smorzamento (c) per la singola parete 3D. / Minimization of the objective function in terms of max displacement at the top in function of  $E_{rock}$  (a),  $E_{conf}$  (b) and damping value (c) for the 3D-single wall.

Il codice di ottimizzazione utilizzato è il seguente:

$$[x, obj] = lsqnonlin(fun, x0, lb, ub, options) \quad (11)$$

dove  $x_0$  è il valore di partenza del parametro da ottimizzare,  $lb$  e  $ub$  sono, rispettivamente, il limite inferiore e quello superiore che possono essere assunti dal parametro ottimizzato,  $fun$  è la funzione (in questo caso viene richiamato il modello definito in OpenSEES),  $x$  il valore finale assunto dal parametro ottimizzato e  $obj$  è il valore della funzione obiettivo. Il passaggio dal modello bidimensionale della singola parete al modello tridimensionale di metà struttura causa un significativo aumento dei tempi di analisi. Per questo motivo è stata valutata la possibilità di parallelizzare il codice al fine di eseguire più processi di ottimizzazione in contemporanea. È stato quindi eseguito il processo di ottimizzazione sul modello parziale di



metà struttura con modellazione a fibre. Come già definito precedentemente sono state considerate due funzioni obiettivo, lo spostamento massimo in testa e il taglio massimo alla base, e quattro parametri da ottimizzare, cioè la rigidezza in corrispondenza dell'interfaccia rocking, la rigidezza del calcestruzzo nella zona sopra l'interfaccia, il valore di smorzamento alla Rayleigh e la lunghezza non aderente dei dissipatori isteretici alla base.

I valori sperimentali massimi di spostamento e taglio per ciascun scenario sono riportati in Tabella 11.

Tabella 11. Valori massimi sperimentali di spostamento in sommità  $D_{top}$ , taglio alla base  $V_{max}$  ed energia dissipata  $E_{diss}$  della parete rocking. / Experimental maximum values of top displacement  $D_{top}$ , shear at the base  $V_{max}$  and dissipation energy  $E_{diss}$  of the rocking wall.

	$D_{top} +$ [mm]	$D_{top} -$ [mm]	$V_{max} +$ [kN]	$V_{max} -$ [kN]	$E_{diss}$ [kN·mm]
KNX	11.21	-7.54	192.95	-224.77	1486.75
SEA(4)	50.18	-60.81	435.39	-347.34	30461.75
BER-DBE	134.44	-97.96	402.64	-431.03	91973.07

In Figura 125 è proposto l'andamento delle funzioni obiettivo, indicate con Obj, per gli scenari sismici di Knoxville e Berkeley-DBE.

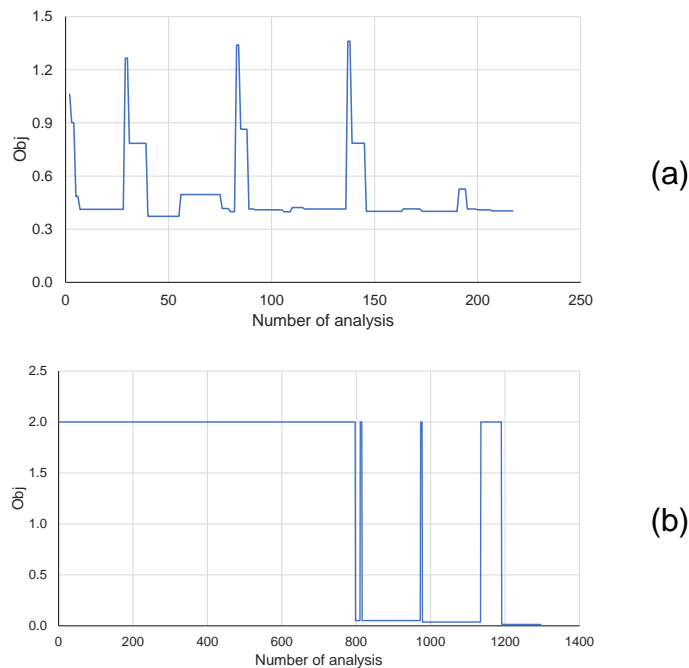


Figura 125. Andamento delle funzioni obiettivo  $D_{max}$  e  $V_{max}$  al variare dei parametri  $E_{rocking}$ ,  $E_{conf}$ ,  $L_{dad}$  e  $damp$  per il modello 3D-FM per Knoxville (a) e Berkeley-DBE (b). / Objective functions  $D_{max}$  and  $V_{max}$  for variation of  $E_{rock}$ ,  $E_{conf}$ ,  $L_{dad}$  and  $damp$  on 3D-FM for Knoxville (a) and Berkeley-DBE (b).

Il valore finale della funzione obiettivo sarà ottenuto dalla somma del residuo calcolato sullo spostamento e sul taglio massimo (equazioni 1 e 2).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

$$rf1 = \frac{|\max(D_{top})_{test} - \max(D_{top})_{fem}|}{\max(D_{top})_{test}} \quad (12)$$

$$rf2 = \frac{|\max(V_{base})_{test} - \max(V_{base: f(\vartheta > \vartheta_{min})})_{fem}|}{\max(V_{base})_{test}} \quad (13)$$

È stato inizialmente analizzato il caso di Seattle-4. Sono stati ottenuti i seguenti parametri ottimizzati riportati in Tabella 12.

Tabella 12. Processo di ottimizzazione modello FM per Seattle-4. / Optimization on model FM for Seattle-4.

$E_{rocking}$	$E_{conf}$	damp	$L_{dad}$
$1.3 \cdot 0.01 \cdot E_{concrete}$	$1.17 \cdot 60\% E_{concrete}$	0.5%	$6\phi_d + L_d + 6\phi_d$

Nella tabella precedente,  $E_{concrete}$  è la rigidezza del calcestruzzo,  $\phi_d$  è il diametro dei dissipatori e  $L_d$  è la lunghezza non aderente (iniziale) dei dissipatori all'interfaccia parete-fondazione. Introducendo questi nuovi parametri all'interno dell'analisi dinamica non lineare di metà struttura si ottengono i seguenti risultati in termini di momento-rotazione alla base e accelerazioni orizzontali e verticali in corrispondenza del terzo impalcato della struttura (Figura 126).

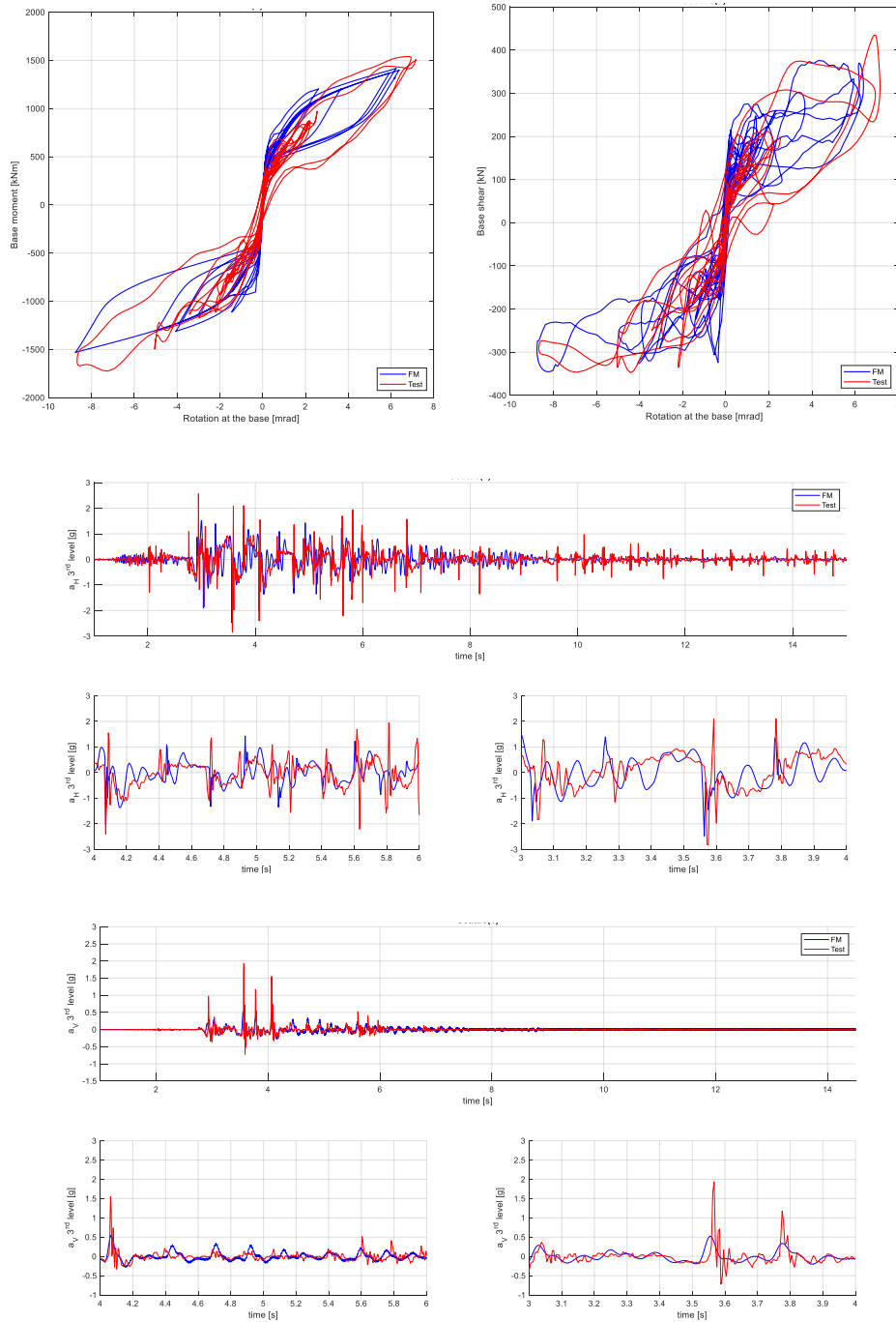


Figura 126. Risultati dell'analisi dinamica non lineare FM per Seattle-4. / Time history results on FM for Seattle-4.

Gli stessi parametri ottenuti a seguito del processo di ottimizzazione per il caso di Seattle-4 sono stati utilizzati per il caso di Berkeley-DBE. Si riportano in Figura 133 i risultati ottenuti a seguito dell'analisi dinamica non lineare.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

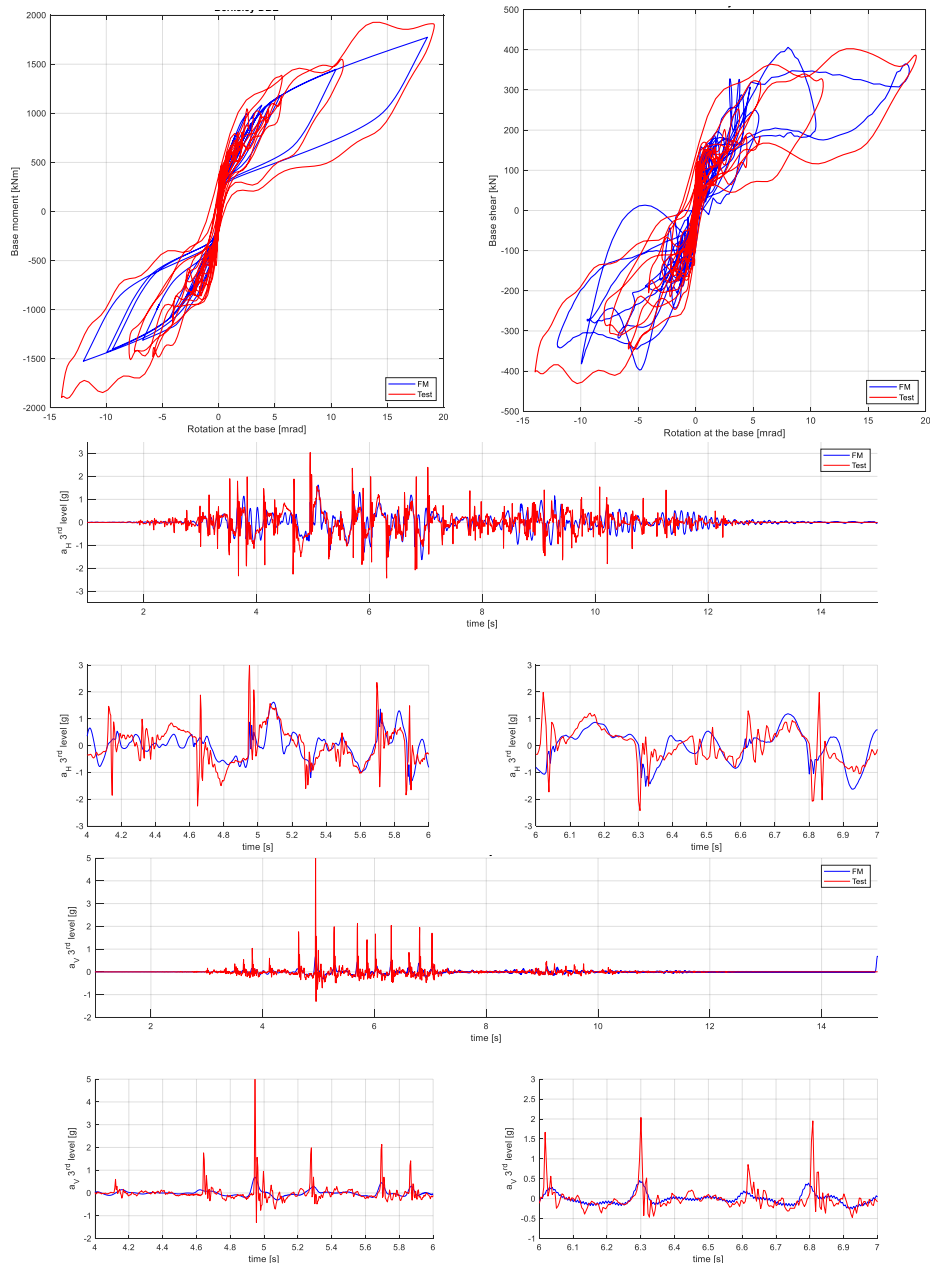


Figure 127. Risultati dell'analisi dinamica non lineare FM per Berkeley-DBE. / Time history results on FM for Berkeley-DBE.

L'utilizzo dei parametri ottenuti dal processo di ottimizzazione di Seattle-4 per il caso di Berkeley-DBE ha consentito di verificare la robustezza dei risultati.

È stata effettuata l'ottimizzazione anche per il caso di Knoxville. Sono stati ottenuti i seguenti parametri ottimizzati (Tabella 13). Rispetto ai casi precedenti i parametri da ottimizzare sono stati tre, anziché quattro, in quanto è stata esclusa dall'analisi la lunghezza non aderente dei dissipatori (non essendo presenti nel caso di Knoxville).

Tabella 13. Processo di ottimizzazione modello FM per Knoxville. / Optimization on model FM for Knoxville.

$E_{rocking}$	$E_{conf}$	damp
$2.45 \cdot 0.01 \cdot E_{concrete}$	$0.62 \cdot 60\% E_{concrete}$	0.2%

È stata condotta un'ulteriore prova riducendo i valori di convergenza sulla funzione obiettivo e sui parametri da ottimizzare, passando quindi da  $1e^{-8}$  e  $1e^{-10}$  a  $1e^{-20}$  per entrambe le costanti. A fronte di un aumento oneroso del tempo computazionale, non sono stati riscontrati miglioramenti ai fini dell'ottimizzazione. Introducendo questi nuovi parametri (riportati in Tabella 13) all'interno dell'analisi dinamica non lineare di metà struttura si ottengono i seguenti risultati (Figura 128).

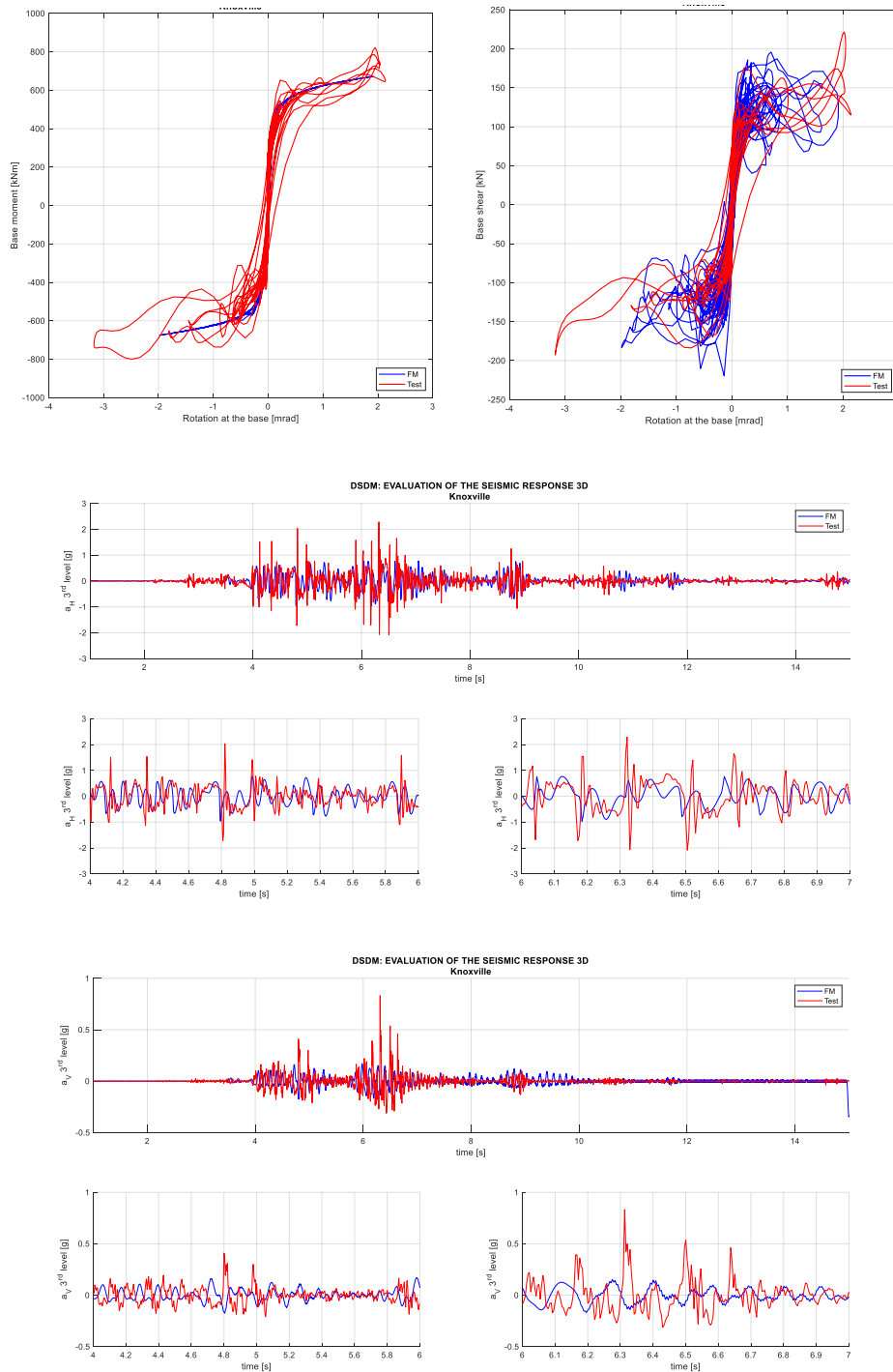


Figura 128. Risultati dell'analisi dinamica non lineare FM per Knoxville. / Time history results on FM for Knoxville.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

L'ottimizzazione ha permesso di ottenere dei risultati numerici sempre più prossimi a quelli sperimentali, testimoniando quindi la bontà del metodo ai minimi quadrati utilizzato e la corretta scelta dei parametri più significativi, quest'ultimi desunti dalle analisi di sensibilità.

Lo stesso procedimento è stato adottato anche per i modelli a molle traslazionali dove sono stati considerati sei punti di partenza per ciascun parametro: rigidezza assiale delle molle traslazionali alla base, lunghezza non aderente dei dissipatori e coefficiente di smorzamento. In Figura 129 è proposto l'andamento delle funzioni obiettivo per il modello 3D-MS per ciascuno scenario sismico.

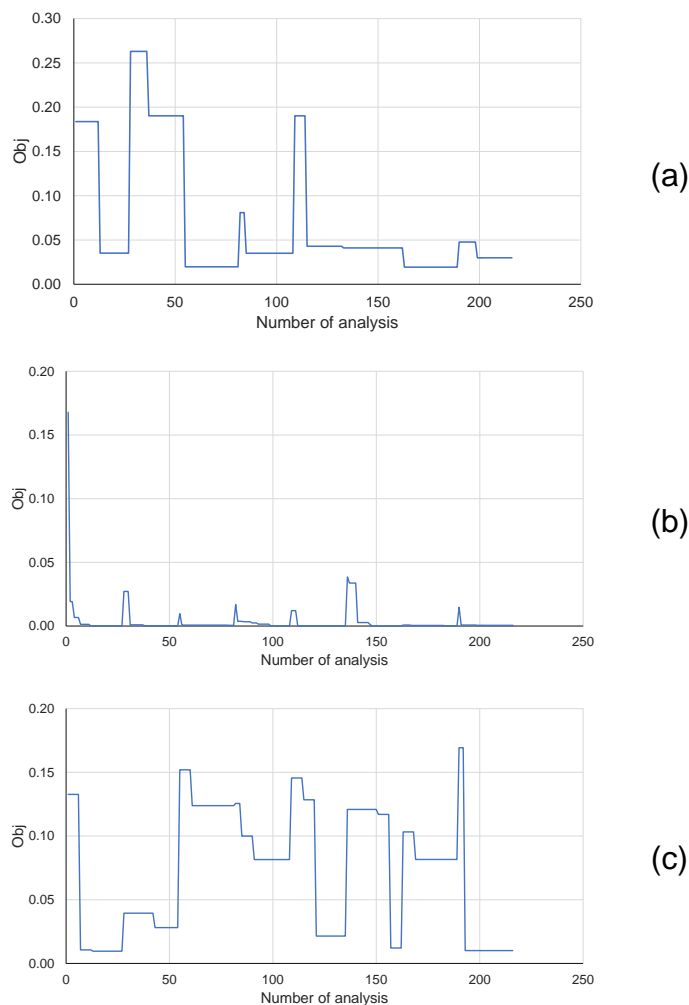


Figura 129. Andamento delle funzioni obiettivo  $D_{max}$  e  $V_{max}$  al variare dei parametri  $K_{springs}$ ,  $L_{dad}$  e  $damp$  per il modello 3D-MS per Knoxville (a), Seattle-4 (b) e Berkeley-DBE (c). / Objective functions  $D_{max}$  and  $V_{max}$  for variation of  $K_{springs}$ ,  $L_{dad}$  and  $damp$  on 3D-MS for Knoxville (a), Seattle-4 (b) and Berkeley-DBE (c).

Partendo quindi dal caso di Seattle-4 caratterizzato da fattore di smorzamento pari all'1%, lunghezza non aderente dei dissipatori definita in funzione di sei volte il diametro degli stessi da ciascun lato dell'interfaccia parete-fondazione e rigidezza assiale delle molle desunta dalla relazione  $EA/L$ , con  $L$  pari alla metà della larghezza della parete, si riportano in Tabella

14 e Tabella 15 i parametri ottenuti a seguito del processo di ottimizzazione condotto su Seattle-4 e Berkeley-DBE.

Tabella 14. Processo di ottimizzazione modello MS per Seattle-4. / Optimization on model MS for Seattle-4.

$K_{\text{springs}}$	damp	$L_{\text{dad}}$
$0.24 \cdot (EA / (0.5 \cdot L))$	1.65%	$3\phi_d + L_d + 3\phi_d$

Tabella 15. Processo di ottimizzazione modello MS per Berkeley-DBE. / Optimization on model MS for Berkeley-DBE.

$K_{\text{springs}}$	damp	$L_{\text{dad}}$
$0.40 \cdot (EA / (0.5 \cdot L))$	2.03%	$3\phi_d + L_d + 3\phi_d$

Introducendo questi parametri all'interno dell'analisi dinamica non lineare si ottengono i seguenti risultati (Figura 130 e Figura 131).

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

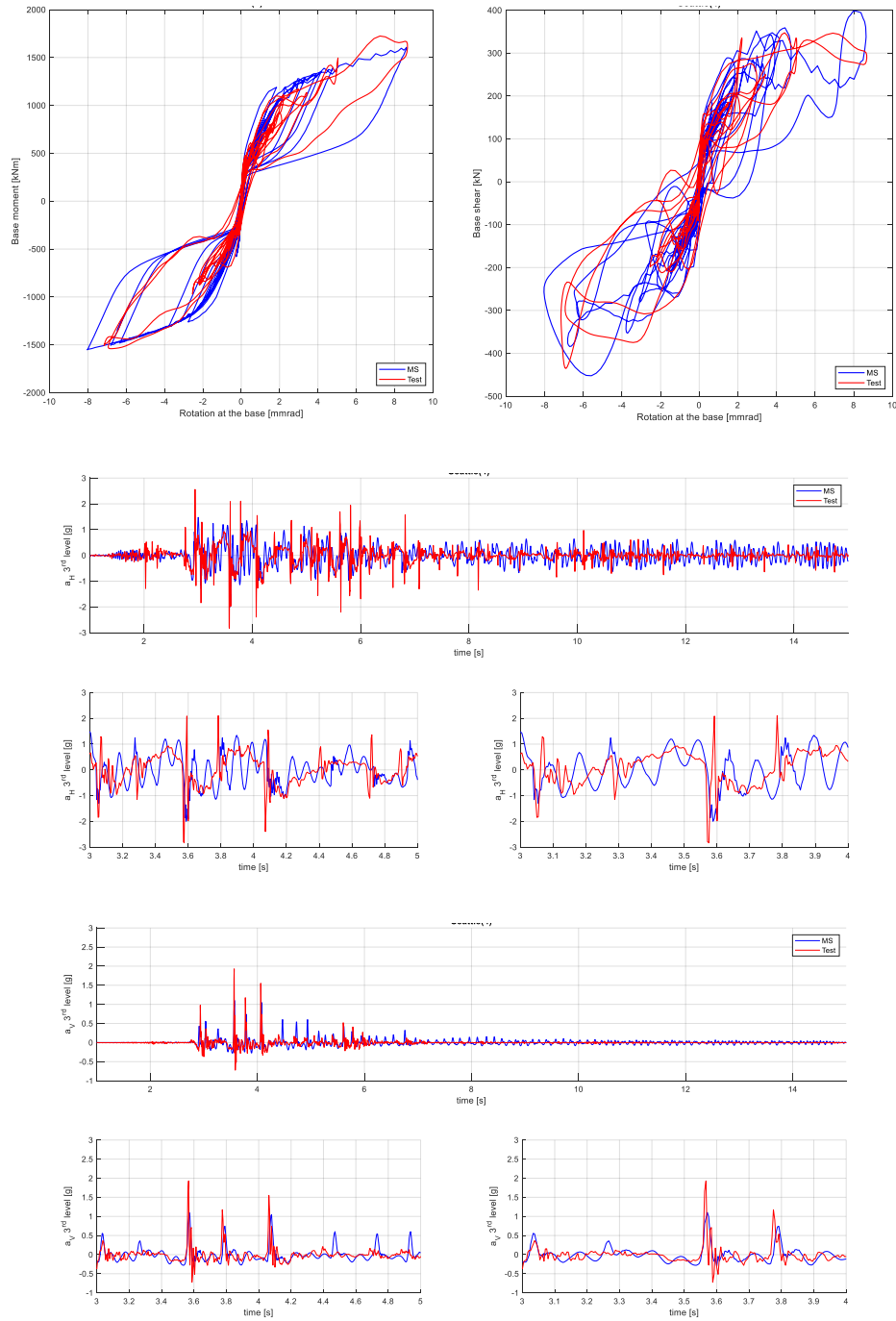


Figura 130. Risultati dell'analisi dinamica non lineare modello MS per Seattle-4. / Time history results on model MS for Seattle-4.



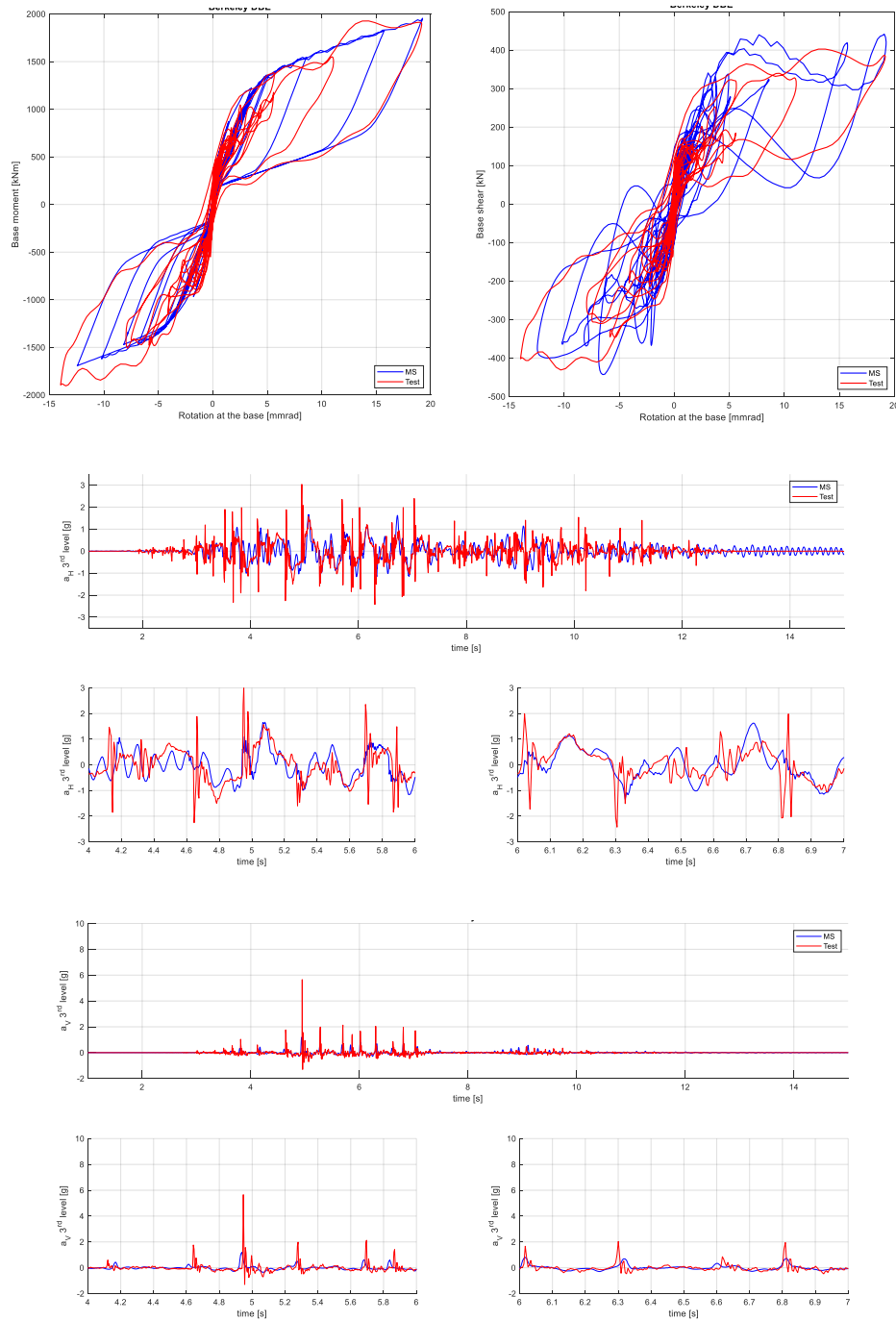


Figura 131. Risultati dell'analisi dinamica non lineare modello MS per Berkeley-DBE. / Time history results on model MS for Berkeley-DBE.

In Tabella 16 e Figura 130 sono riportati i dati ottenuti dall'ottimizzazione di Knoxville.

Tabella 16. Processo di ottimizzazione modello MS per Knoxville. / Optimization on model MS for Knoxville.

Ksprings	damp
$0.80 \cdot (EA / (0.5 \cdot L))$	0.50%

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

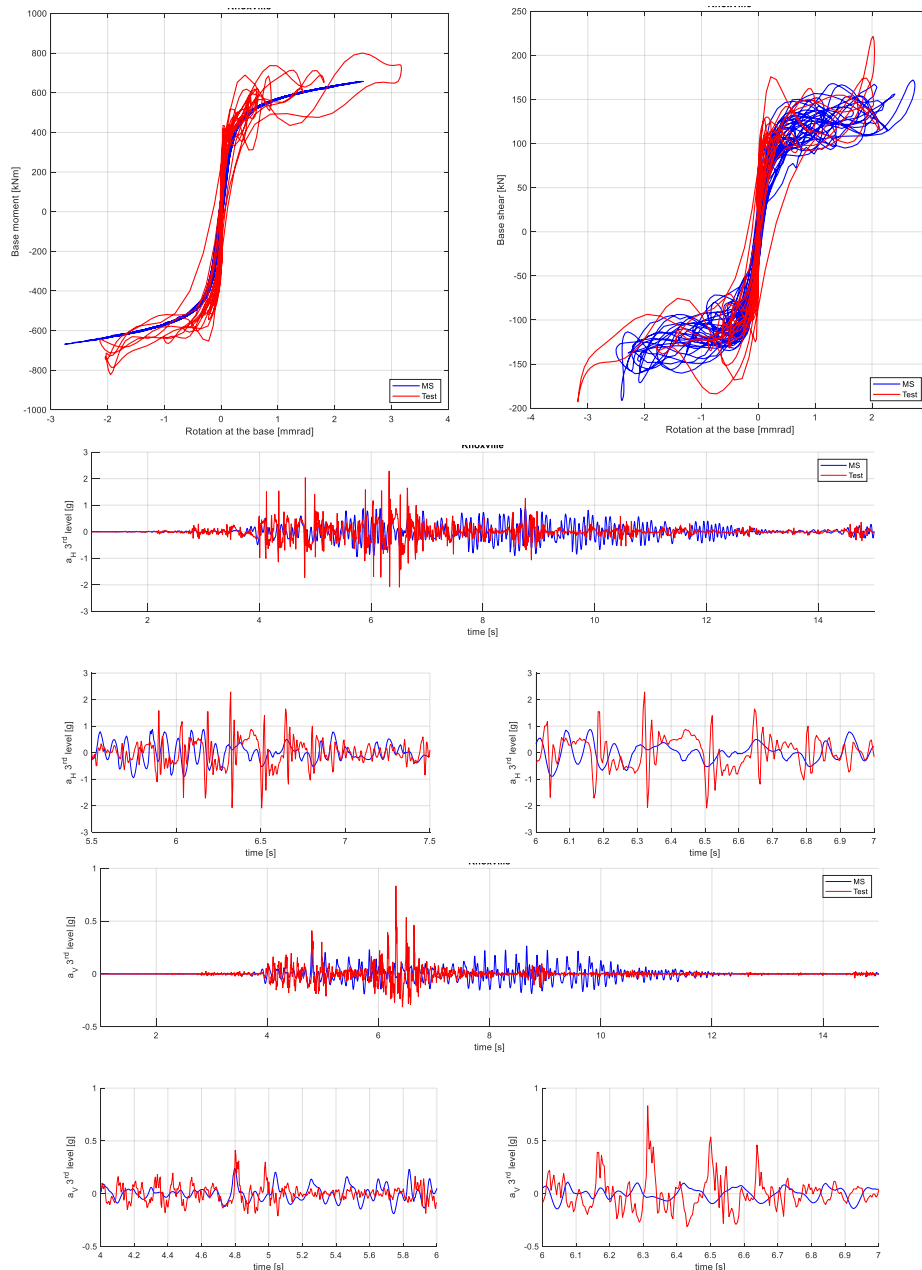


Figura 132. Risultati dell'analisi dinamica non lineare modello MS per Knoxville. / Time history results on model MS for Knoxville.

Infine, è stato considerato il modello a molla rotazionale alla base. Sono stati ottimizzati i seguenti parametri: andamento della curva momento-rotazione associata alla molla rotazionale alla base della parete, lunghezza non aderente dei dissipatori  $L_{dad}$  e coefficiente di smorzamento  $\zeta$ . Sono stati considerati cinque punti di partenza per ciascun parametro. Le analisi sono state eseguite in parallelo.

Tabella 17. Ottimizzazione modello RS per Knoxville (KNX), Seattle-4 (SEA) e Berkeley-DBE (BER). / Optimization on model RS for Knoxville (KNX), Seattle-4 (SEA) and Berkeley-DBE (BER).

	M-R	$\zeta$	$L_{dad}$
KNX	$(1 \cdot R_1, 1.01 \cdot M_1)$ ; $(0.95 \cdot R_2, 1.2 \cdot M_2)$ ; $(0.97 \cdot R_3, 1.3 \cdot M_3)$	0.96%	/
SEA	$(0.25 \cdot R_1, 0.87 \cdot M_1)$ ; $(0.73 \cdot R_2, 1.43 \cdot M_2)$ ; $(1 \cdot R_3, 0.6 \cdot M_3)$	1%	$L_d + 16\phi_d$
BER	$(6.67 \cdot R_1, 1.43 \cdot M_1)$ ; $(1.33 \cdot R_2, 1.11 \cdot M_2)$ ; $(1 \cdot R_3, 0.85 \cdot M_3)$	1%	$L_d + 15\phi_d$

Dove  $R_i$  e  $M_i$  sono, rispettivamente, i valori iniziali di rotazione e momento assegnati a ciascuno dei tre punti utilizzati per la definizione del comportamento trilineare della molla rotazionale alla base della parete. Si riportano i risultati finali in termini di momento-rotazione e taglio-rotazione per ciascun modello ottimizzato.

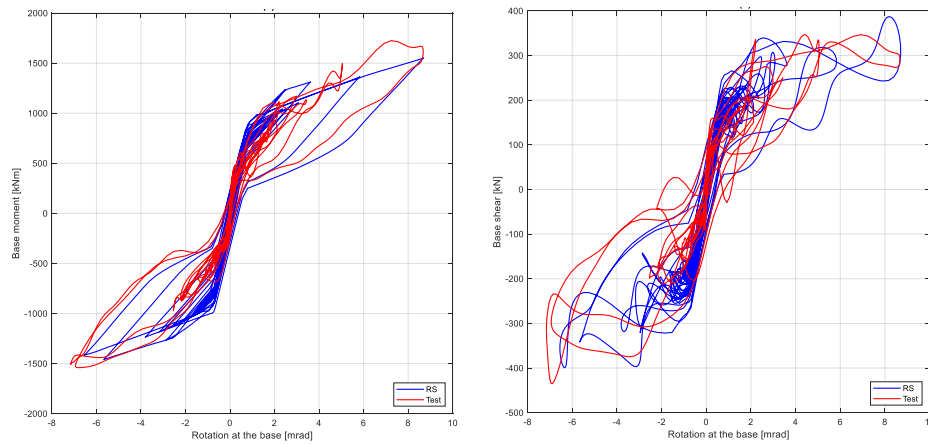


Figura 133. Risultati dell'analisi dinamica non lineare modello RS per Seattle-4. / Time history results on model RS for Seattle-4.

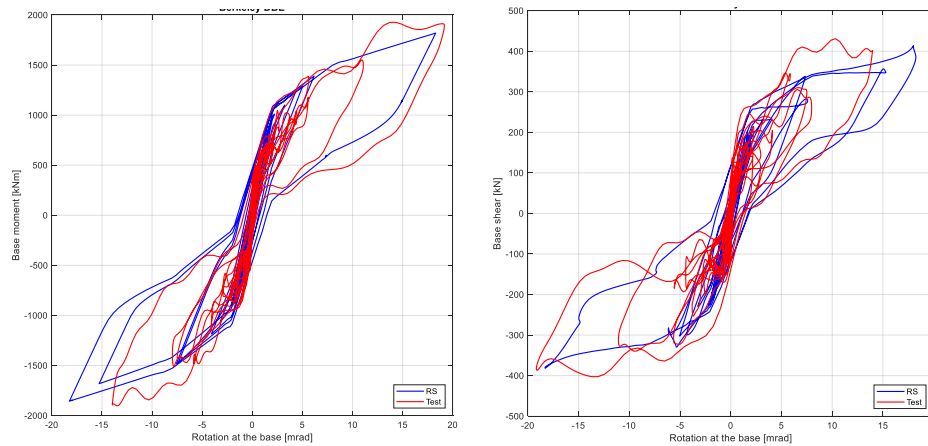


Figura 134. Risultati dell'analisi dinamica non lineare modello RS per Berkeley-DBE. / Time history results on model RS for Berkeley-DBE.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

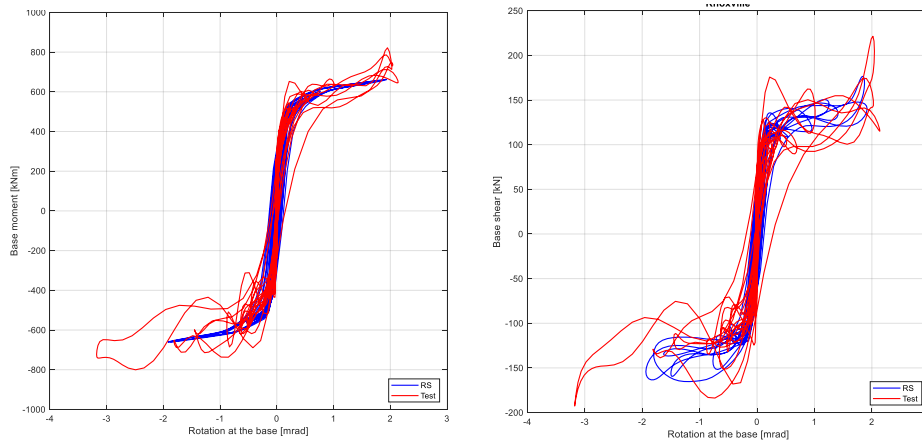


Figura 135. Risultati dell'analisi dinamica non lineare modello RS per Knoxville. / Time history results on model RS for Knoxville.

A valle di queste analisi sono state effettuate delle ulteriori prove di ottimizzazione, non più sui valori di spostamento e taglio massimi, ma sui picchi di accelerazione massima in corrispondenza del terzo impalcato della struttura. Sono state inizialmente analizzate le rotazioni alla base della parete al fine di estrarre l'istante temporale durante il quale la parete passa dal perfetto contatto con la fondazione all'apertura del gap all'interfaccia. Successivamente sono stati analizzati i picchi di accelerazioni orizzontale all'interno di questo lasso di tempo. Dall'ottimizzazione è stato però constatato che il processo così realizzato, tranne il caso del modello a fibre di Berkeley-DBE (Figura 136), non risulta idoneo a cogliere gli effetti locali dell'accelerazione.

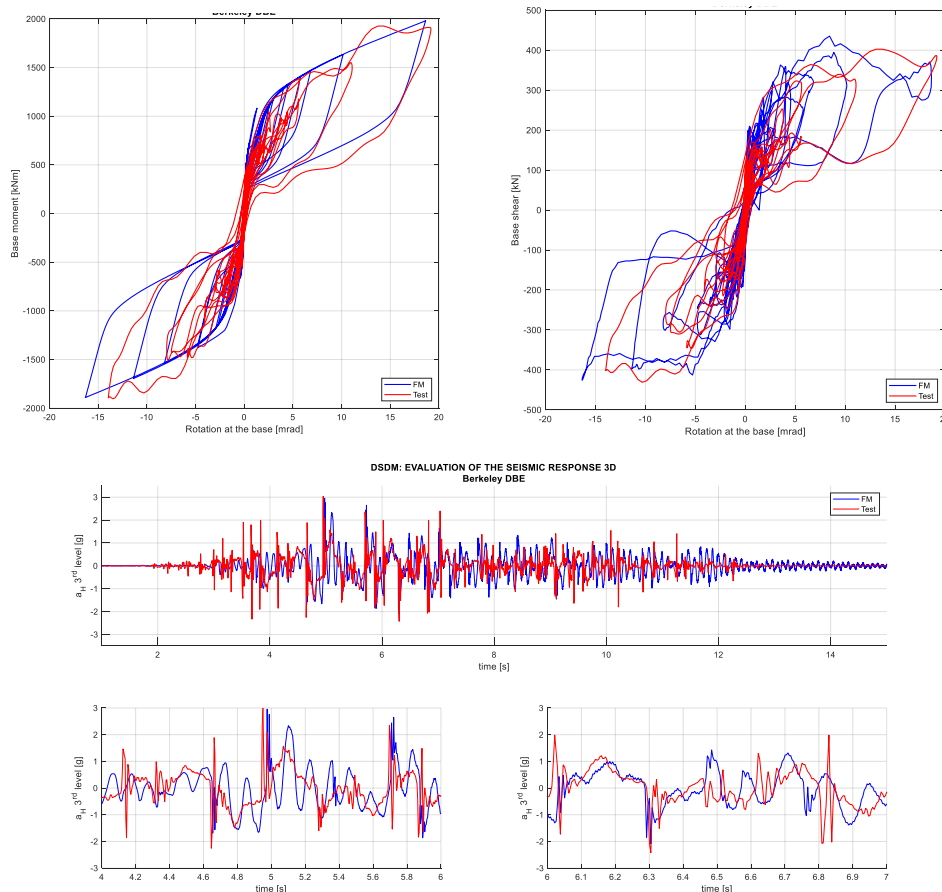


Figura 136. Ottimizzazione sulle accelerazioni orizzontali modello FM per Berkeley-DBE. / Optimization on maximum horizontal accelerations on FM for Berkeley-DBE.

Da Figura 136 è possibile constatare che il processo di ottimizzazione coglie l'esatta posizione dei picchi durante l'apertura del gap alla base, ma origina nella parte finale dell'accelerogramma dei contributi in accelerazione superiori rispetto a quelli sperimentali, dovuti all'effetto dei modi di vibrare superiori.

Confrontando quanto ottenuto a seguito del processo di ottimizzazione con quanto ottenuto manualmente a seguito del processo di parametrizzazione, o tuning, manuale sui parametri principali dell'analisi (definiti a valle dell'analisi di sensibilità) è possibile constatare che con l'ottimizzazione è possibile ottenere un miglioramento significativo nella definizione delle rotazioni massime sviluppate al piede della parete sia per il modello a fibre sia per quello a molle traslazionali. In quest'ultimo modello si evidenzia un significativo miglioramento nella rilevazione dei picchi di accelerazione orizzontale in corrispondenza del terzo impalcato, come riportato in Figura 137 per il caso di Berkeley-DBE.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

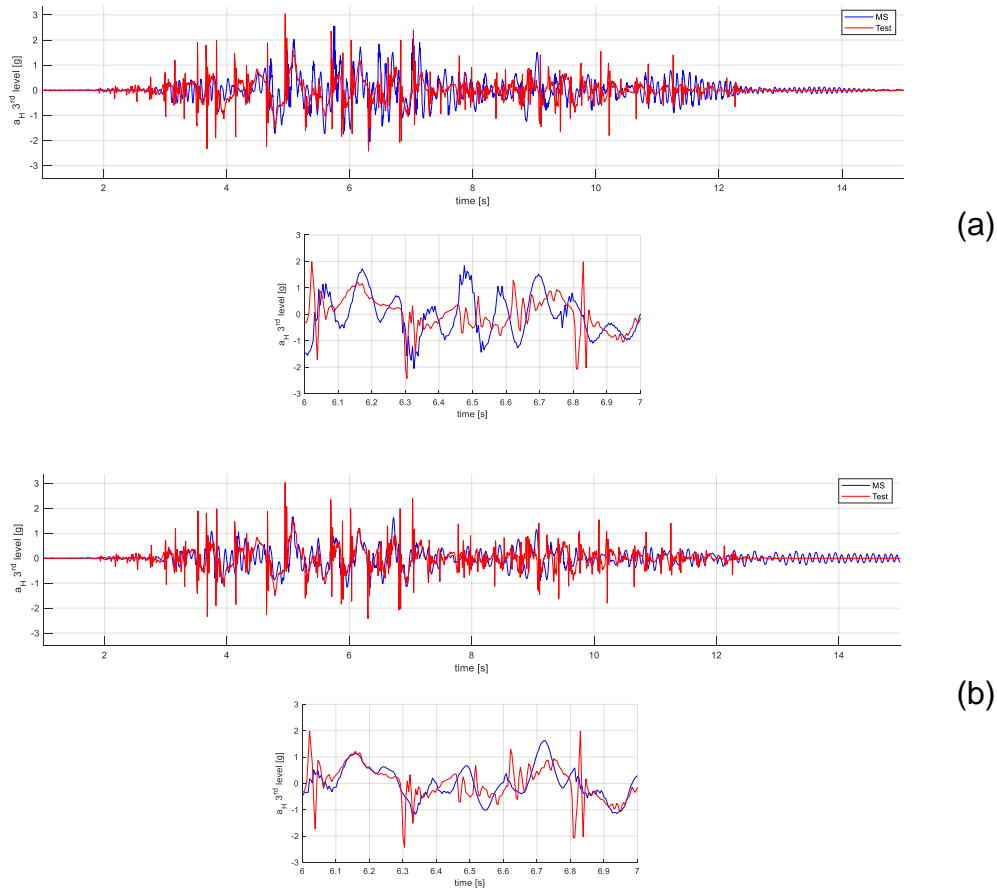


Figura 137. Confronto tra parametrizzazione manuale (a) e ottimizzazione numerica (b) per il modello RS per il caso di Berkeley-DBE. / Comparison in terms of horizontal acceleration at the third floor between best manual tuning (a) versus optimization analysis results (b) on model RS for Berkeley-DBE.

Mentre per quanto riguarda il modello RS, il processo di ottimizzazione consente di ottenere un significativo incremento dell'energia dissipata alla base della parete (Figura 138).

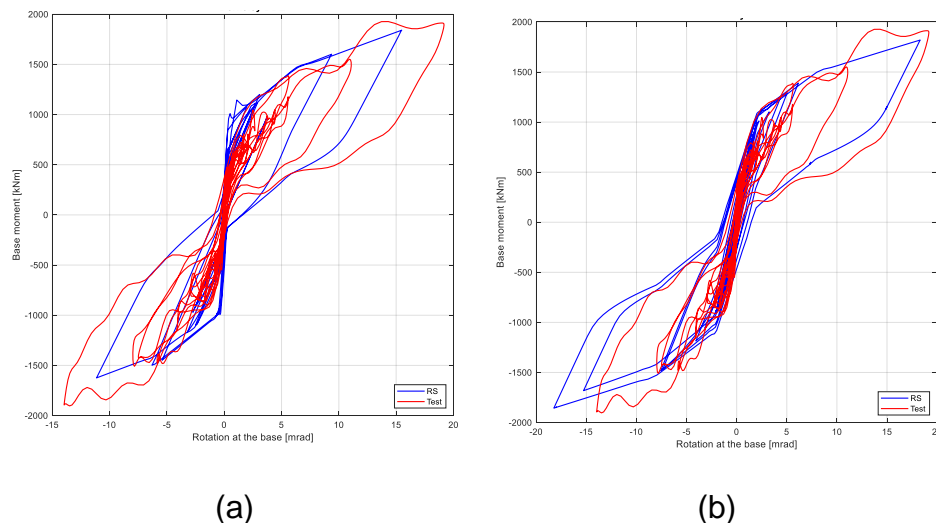


Figura 138. Momento-rotazione ottenuta con parametrizzazione manuale (a) e con l'ottimizzazione numerica (b) RS per Berkeley-DBE. / Moment-rotation results obtained with the best manual tuning (a) and the optimization analysis (b) on model RS for Berkeley-DBE.

Sulla base dei risultati ottenuti è possibile affermare che il modello a fibre è un modello robusto, in quanto è possibile utilizzare i parametri ottenuti a seguito del processo di

ottimizzazione condotto su Seattle-4 anche per il caso di Berkeley-DBE; mentre quelli con molla rotazionale e molle traslazionali non risultano tali. Nelle figure seguenti viene mostrato il comportamento momento-rotazione della parete per il caso di Berkeley-DBE utilizzando quanto ottenuto a seguito dell'analisi di ottimizzazione sul caso di Seattle-4 per il modello a molle traslazionali (Figure 139).

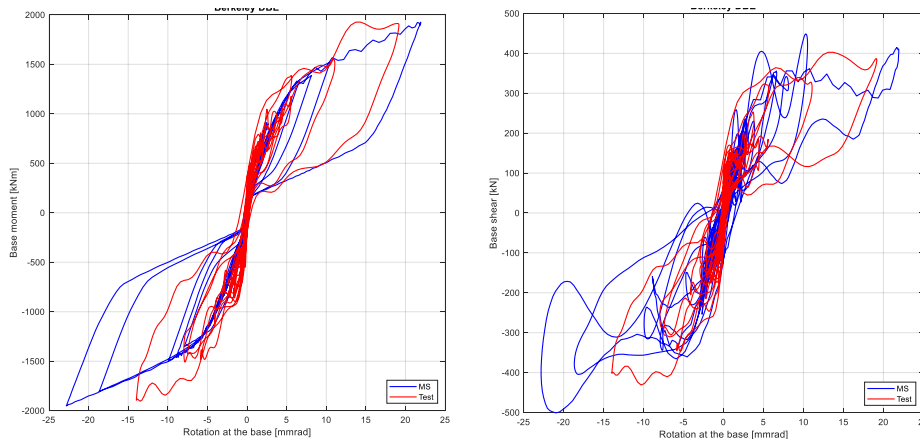


Figure 139. *Analisi dinamica non lineare modello RS per Berkeley-DBE con i parametri ottenuti dall'ottimizzazione di Seattle-4. / Time history results on RS for Berkeley-DBE with parameters obtained by Seattle-4 analyses.*

## Osservazioni / Remarks

Le analisi di ottimizzazione principalmente confermano quanto desunto dalle analisi tuning manuale e presente in letteratura. Per quanto riguarda i dissipatori, l'incremento della lunghezza non aderente all'interfaccia parete-fondazione assunta pari a sei volte il diametro degli stessi da ciascun lato è un parametro valido e permette di ottenere delle ottime valutazioni della capacità dissipativa; allo stesso tempo è possibile modificare questo parametro andando a incrementarlo nei modelli RS, o diminuirlo nei modelli MS, al fine di ottenere delle stime più accurate sia del taglio sia della rotazione alla base della parete.

Per quanto riguarda il modello MS, le analisi di ottimizzazione hanno evidenziato un incremento della lunghezza iniziale utilizzata per il calcolo della rigidità iniziale delle molle traslazionali: quindi il valore di lunghezza iniziale pari al 50% della larghezza della parete può essere considerato come valore minimo.

La calibrazione della molla rotazionale con comportamento trilineare alla base della parete nel modello RS può essere ottenuta partendo dalle formulazioni di Restrepo et al. (2007).

Infine, per quanto riguarda il modello FM, l'utilizzo di un modulo elastico ridotto del 60% rispetto al valore iniziale permette di ottenere dei buoni risultati in termini sia di accelerazioni

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

sia di taglio e rotazione alla base della parete; ulteriori miglioramenti si possono ottenere incrementando tale valore nel caso di pareti ibride e diminuendolo nel caso di pareti rocking.

È suggerito l'utilizzo di un fattore di smorzamento alla Rayleigh proporzionale alle sole masse e pari all'1% nelle analisi MS e RS, mentre un valore inferiore per le analisi FM (per esempio del 5‰).



## *Osservazioni finali / Final observations*

Questa ricerca fornisce un confronto tra tre diverse tipologie di modellazione per pareti rocking: a fibre (FM), con molle traslazionali (MS) e con molla rotazionale (RS). Prendendo a riferimento un caso studio costituito da una struttura caratterizzata da tre piani fuori terra realizzata in calcestruzzo armato e testata su tavola vibrante presso l'Università della California, è stata effettuata una modellazione sia della singola parete sia dell'intera struttura. Il modello semplificato di tipo FM è stato realizzato con elementi beam con discretizzazione a fibre, tranne i cavi post-tesi e i dissipatori che sono stati realizzati con elementi truss. Il modello MS è stato realizzato grazie all'inserimento di venticinque molle traslazionali all'interfaccia parete-fondazione, agenti in sola compressione, mentre il modello RS è stato definito con la creazione di una molla rotazionale alla base della parete caratterizzata da uno specifico legame momento-rotazione, definito sulla base degli studi condotti da Restrepo e Rahman. È stato introdotto un ulteriore elemento dissipativo alla base dei setti di ciascun modello al fine di considerare parzialmente l'energia dissipata non inclusa nello smorzamento alla Rayleigh e limitare l'influenza dei modi di vibrare superiori. I modelli semplificati sono stati successivamente introdotti all'interno dei modelli completi dell'intera struttura. Le pareti con tecnologia rocking sono situate in corrispondenza dei lati corti della struttura, una per lato; essendo la struttura simmetrica, è stato deciso di utilizzare un modello parziale, rappresentativo di metà struttura. Questa ipotesi è supportata dall'analisi a elementi finiti delle accelerazioni relative ai vari piani della struttura che ha mostrato come il comportamento dei vari diaframmi, considerando la struttura intera o solo metà di essa, è sostanzialmente identico, e molto simile a quanto ottenuto dai test sperimentali. È stato utilizzato lo smorzamento alla Rayleigh proporzionale alle sole masse e con smorzamento relativo pari a 0.01. Nei modelli completi è stato analizzato il contributo dei vari diaframmi effettuando delle analisi di parametrizzazione sulle rigidezze degli stessi al fine di ottenere i valori più adatti per rappresentarne il comportamento deformativo (utilizzando come target quanto ottenuto dai test sperimentali).

Sono state condotte analisi agli autovalori e analisi dinamiche non lineari considerando tre possibili scenari sismici: uno a bassa sismicità (Knoxville), in cui è stata considerata la sola presenza dei cavi post-tesi all'interno della parete, e uno a media ed uno ad alta sismicità (rispettivamente Seattle-4 e Berkeley-DBE) in cui sono stati introdotti i dispositivi isteretici di dissipazione alla base della parete (parete con tecnologia ibrida). L'analisi agli autovalori e, quindi, delle masse partecipanti, ha permesso di constatare il raggiungimento del 95% di

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

massa partecipante al terzo modo di vibrare per tutti i modelli; i modi di vibrare superiori risultano caratterizzati da valori di smorzamento inferiori.

È stata successivamente condotta un'analisi di sensibilità al fine di definire i parametri principali che governano l'analisi e poter successivamente eseguire delle analisi di tuning manuale e ottimizzazione numerica ai minimi quadrati su ciascuna tipologia di modello. Sulla base della analisi di tuning condotte e di quanto presente in letteratura sono stati proposti i seguenti parametri per la modellazione: nel modello MS sono state implementate venticinque molle traslazionali alla base agenti in sola compressione e con rigidità iniziale calcolata considerando come lunghezza iniziale la metà della larghezza della parete, nel modello RS la calibrazione del comportamento momento-rotazione della molla rotazionale alla base è stata effettuata con le formulazioni contenute in Restrepo et al. (2007) sulle pareti rocking e ibride e, infine, per il modello FM, la rigidità dell'elemento alla base è stata assunta pari a due ordini di grandezza inferiore rispetto a quella del calcestruzzo, mentre la sezione in calcestruzzo sopra l'interfaccia è stata modellata con modulo elastico ridotto al 60%. I dissipatori sono stati modellati con legame isteretico di tipo Dodd-Restrepo e la lunghezza non aderente all'interfaccia parete-fondazione è stata incrementata, da ciascun lato, di sei volte il diametro degli stessi, per tener conto degli sforzi di aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

Successivamente è stato eseguito il processo di ottimizzazione sui seguenti parametri: rigidità dell'interfaccia rocking, rigidità della sezione di calcestruzzo sopra l'interfaccia, coefficiente di smorzamento e lunghezza non aderente dei dissipatori per il modello FM, rigidità assiale delle molle traslazionali, smorzamento e lunghezza non aderente dei dissipatori per il modello MS e, infine, parametri momento-rotazione della molla alla base, smorzamento e lunghezza non aderente dei dissipatori per il modello RS. Le analisi di ottimizzazione condotte sul modello MS hanno evidenziato un incremento della lunghezza iniziale utilizzata per il calcolo della rigidità iniziale delle molle traslazionali, un aumento del livello di smorzamento e una diminuzione della lunghezza non aderente dei dissipatori nel caso di pareti ibride. Il modello FM ha invece confermato le lunghezze non aderenti assunte a seguito del tuning manuale; in questo caso sono stati invece proposti dei nuovi abbattimenti per il modulo elastico della zona sopra l'interfaccia che si discostano dal valore del 60% desunto da tuning manuale e dagli studi di ricerca presenti in letteratura e risultano pari al 70% per pareti ibride e al 40% per pareti rocking. Sempre nel modello FM sono stati ottenuti dei valori di smorzamento inferiori all'1% e pari al 5 e al 2‰, rispettivamente per

pareti ibride e rocking. I modelli RS hanno invece evidenziato un aumento della lunghezza non aderente dei dissipatori all'interfaccia parete-fondazione.

I risultati numerici ottenuti a seguito dell'analisi di ottimizzazione mostrano un significativo miglioramento dei risultati in termini di rotazione massima alla base della parete, spostamento in sommità e nascita dei picchi di accelerazione orizzontale se confrontati con quanto ottenuto con la procedura di tuning manuale. Inoltre, nei modelli a molle traslazionali e molla rotazionale è stato ottenuto un netto incremento dell'energia dissipata (la lunghezza non aderente dei dissipatori all'interfaccia parete-fondazione è stato infatti uno dei parametri analizzati). L'analisi di ottimizzazione ha permesso di constatare come il modello FM, a differenza dei modelli MS e RS, sia un modello robusto, seppur esso richieda dei tempi computazionali di analisi maggiori.

Dal confronto tra i modelli semplificati e quelli completi è possibile constatare come i primi permettano già di ottenere degli ottimi risultati a livello di rotazione massima alla base della parete e di accelerazione orizzontale alla base e in sommità. Il passaggio ai modelli completi, seppur più oneroso dal punto di vista computazionale, permette invece di ottenere degli importanti risultati in termini di accelerazioni di piano e deformate associate ai vari diaframmi.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

## *Referenze / References*

- M. Schoettler, A. Belleri, D. Zhang, J.I. Restrepo, R.B. Fleischman, Preliminary results of the shake-table testing for the development of a diaphragm seismic design Methodology, *PCI Journal*, 2009. Doi: 10.15554/pcij.01012009.100.124.
- A. Belleri, B. Moaveni, J.I. Restrepo, Damage assessment through structural identification of a three-story large-scale precast concrete structure, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 43:61–76, 2014a. Doi: 10.1002/eqe.2332.
- A. Belleri, M.J. Schoettler, J.I. Restrepo, R.B. Fleischman, Dynamic Behavior of Rocking and Hybrid Cantilever Walls in a Precast Concrete Building, *ACI Structural Journal*, 111(3):661-671, 2014b. Doi: 10.14359/51686778.
- A. Belleri, M. Torquati, P. Riva, Finite Element Modeling of “Rocking Walls”, 4<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece, June 12-14, 2013. Doi: 10.7712/120113.4706.C1213.
- J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, 114(8):1804-1826, 1988. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).
- J.I. Restrepo, A. Rahman, Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators. *J Struct Eng* 133(11):1560-1570, 2007. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560).
- A. Rahman, J.I. Restrepo, Earthquake resistant precast concrete buildings: Seismic performance of cantilever walls prestressed using unbonded tendons, Research report N°2000-5, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 2000.
- M.E. Rodriguez, J.I. Restrepo, A.J. Carr, Earthquake-induced Floor Horizontal Accelerations in Buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3):693-718, 2002. Doi: 10.1002/eqe.149.
- L. Wiebe, C. Christopoulos, Characterizing acceleration spikes due to stiffness changes in nonlinear systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39:1653-1670, 2010. Doi: 10.1002/eqe.1009.
- L.A. Toranzo, J.I. Restrepo, J.B. Mander, A.J. Carr, Shake-Table Tests of Confined-Masonry Rocking Walls with Supplementary Hysteretic Damping, *Journal of Earthquake Engineering*, 13(6):882-898, 2009. Doi: 10.1080/13632460802715040.
- M. Dolce, D. Cardone, Seismic protection of light secondary systems through different base isolation systems, *Journal of Earthquake Engineering*, 7(2):223-250, 2003. Doi: 10.1080/13632460309350447.
- MidasGEN, Gyeonggido, Korea: MIDAS Information Technologies Co. Ltd., 2019.
- ABAQUS user’s manual version 6.11. Dassault Systemes Simulia Corp., 2011.
- F. McKenna, G. Fenves, M. Scott, Opens system for earthquake engineering simulation, Berkeley CA, University of California, 2000.

## 2. MODELING OF ROCKING AND HYBRID WALLS

A.J. Kappos, Analytical prediction of the collapse earthquake for R/C buildings: Suggested methodology, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 20(2):181-193, 1991. Doi: 10.1002/eqe.4290200206.

K.M. Twigden, R.S. Henry, shake table testing of unbonded post-tensioned concrete walls with and without additional energy dissipation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119:375-389, 2018. Doi: 10.1016/j.soildyn.2018.05.007.

I.M. Qureshi, P. Warnitchai, Computer modeling of dynamic behavior of rocking wall structures including the impact-related effects. *Advances in Structural Engineering*, 19(8):1245-1261, 2016. Doi: 10.1177/1369433216642057.

H.A. Spieth, A.J. Carr, A.G. Murahidy, D. Arnolds, M. Davies, J.B. Mander, Modelling of post-tensioned precast reinforced concrete frame structures with rocking beam-column connections. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2004.

D. Pennucci, Displacement based design of precast walls with additional dampers. MSc Dissertation, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Pavia, 2008.

J. Conley, S. Sritharan, M.J.N. Priestley, Precast seismic structural systems PRESS-3: the five-story precast test building, vol. 3-1: wall direction response. Report no. SSRP-99/19, July. La Jolla, University of California, San Diego, 2002.

W.D. Trono, Earthquake Resilient Bridge Columns Utilizing Damage Resistant Hybrid Fiber reinforced Concrete, A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Engineering Civil and Environmental Engineering in the Graduate Division of the University of California, Berkeley, 2014.

J.I. Restrepo, L.L. Dodd, R. Park, N. Cooke, Variables affecting cyclic behavior of reinforcing steel, *Journal of Structural Engineering*, 120(11), 1994. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:11(3178).

A. Nema, Development of Low Seismic Damage Structural Systems, A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Structural Engineering at the University of California, San Diego, 2018.

M.E. Bressanelli, A. Belleri, J.I. Restrepo, Finite element modelling of a RC rocking wall with additional steel rebars, 8<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.), Athens, Greece, 27–30 June 2021.

F.C. Filippou, E.P. Popov, V.V. Bertero, Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.

W. Zheng, M.O. Oliva, A Practical Method to Estimate Elastic Deformation of Precast Pretopped Double Tee Diaphragms, *PCI Journal*, 50(2):44-55, 2005. Doi: 10.15554/pcij.03012005.44.55.

M.J. Schoettler, Seismic Demands in Precast Concrete Diaphragms, A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree Doctor of Philosophy, University of California, San Diego, 2010.

J. Cooley, J. Tukey, An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series, Mathematics, Mathematics of Computation, 1965. Doi: 10.1090/S0025-5718-1965-0178586-1.





### **3. MODELLAZIONE DI COLONNE CON TECNOLOGIA ROCKING / MODELING OF ROCKING COLUMN**

#### *Introduzione / Introduction*

I sistemi rocking, nello specifico le colonne con tecnologia ricentrante, sono spesso utilizzati nella realizzazione e nel retrofit sismico di pile da ponte (Xie et al., 2018). Questa tecnologia è stata proposta in California nel campo dei ponti autostradali, e, più in generale, in zone caratterizzate da sismicità medio-bassa.

In particolare, sono state sviluppate pile da ponte ricentranti caratterizzate da una camicia esterna in acciaio riempita di calcestruzzo armato e al cui centro sono collocati cavi o barre post-tese in acciaio. Le barre interne post-tese sono rese non aderenti rispetto alla superficie interna del calcestruzzo e sono vincolate in sommità alla colonna. Tali pile sono state testate su tavola vibrante e sono state oggetto di “blind prediction contest”.

#### *Descrizione caso studio / Description case study*

Sono stati condotti dei test su tavola vibrante su due colonne di tipo rocking, realizzate in scala 1 a 3, utilizzate come pile da ponte (geometria riportata in Figura 140). A differenza della modellazione effettuata per le pareti, per esempio in riferimento al progetto DSDM, dove la sola zona rocking si collocava all'interfaccia parete-fondazione, nel caso delle colonne oggetto di studio sono presenti due interfacce con tecnologia rocking, rispettivamente alla base e in sommità (Guerrini et al., 2013).

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

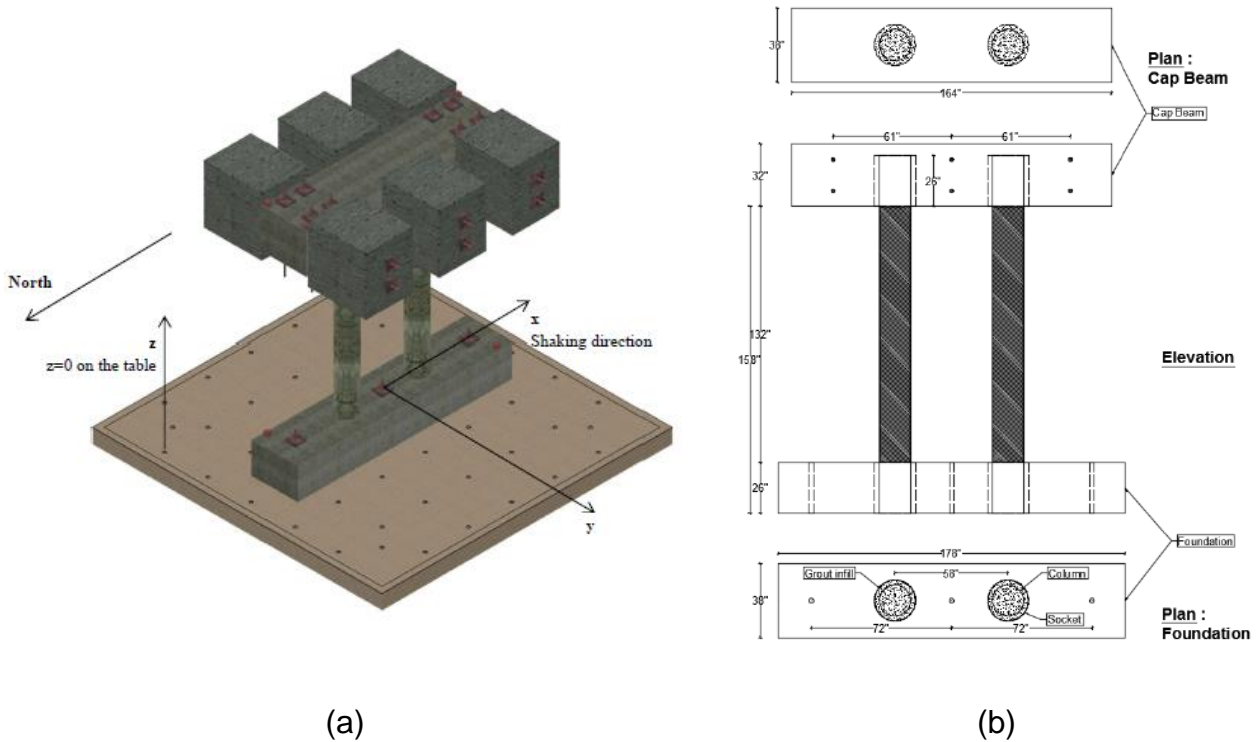


Figura 140. Rappresentazione pile da ponte (a) e dimensioni geometriche della struttura (esprese in pollici) (b) (Blind prediction contest, 2017). / Overview of specimen (a) and geometrical features of the structure (expressed in inches) (b) (Blind prediction contest, 2017).

I test sono stati condotti nell'ottobre 2017 presso il laboratorio dell'Università della California a Berkeley, negli Stati Uniti (Figura 141).



Figura 141. Colonne resilienti testate su tavola vibrante presso il laboratorio dell'Università della California a Berkeley (Blind prediction contest, 2017). / Self-centering resilient columns tested on the PEER UC Berkeley shaking table (Blind prediction contest, 2017).

Le colonne, realizzate in calcestruzzo armato, hanno una sezione circolare di diametro variabile tra 406.4 e 393.7mm e lunghezza pari a 4673.6mm e sono inserite all'interno di tubi in acciaio. All'interno di ciascuna colonna è stato inserito un ulteriore tubo per

l'alloggiamento dei cavi di acciaio post-tesi (Figura 142). Il tubo esterno ha un diametro pari a 406.4mm ed è realizzato in acciaio A53B, mentre il tubo interno ha un diametro pari a 50.8mm ed è realizzato in pvc. La pretensione è stata successivamente assegnata grazie all'inserimento di martinetti idraulici in sommità a ciascuna colonna.



Figura 142. Tubi esterni in acciaio delle colonne (*Blind prediction contest, 2017*). / *Column steel shells (Blind prediction contest, 2017)*.

I due tubi si sviluppano lungo tutta l'altezza delle colonne, tranne che per una lunghezza pari a 38.7 mm in corrispondenza della zona di interfaccia fondazione-colonna e fondazione-blocco di sommità. In tali regioni l'armatura longitudinale, costituita da 10 barre di tipo #4 ASTM A615 G60 di diametro pari a 13mm, è stata resa non aderente attraverso l'applicazione di uno strato di nastro adesivo in alluminio (Figura 143).



Figura 143. Zone di interfaccia non aderenti (*Blind prediction contest, 2017*). / *Mild steel debonding detail (Blind prediction contest, 2017)*.

La presenza del nastro tra la superficie delle barre e il calcestruzzo ha permesso a queste di deformarsi liberatamente fino a plasticizzare, consentendo così una significativa dissipazione di energia. All'interno del tubo centrale è stata inserita una barra di post-tensione di diametro pari a 35mm annegata alla base della colonna e vincolata nella parte superiore del blocco di carico mediante un meccanismo di ancoraggio, come mostrato in Figura 144.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

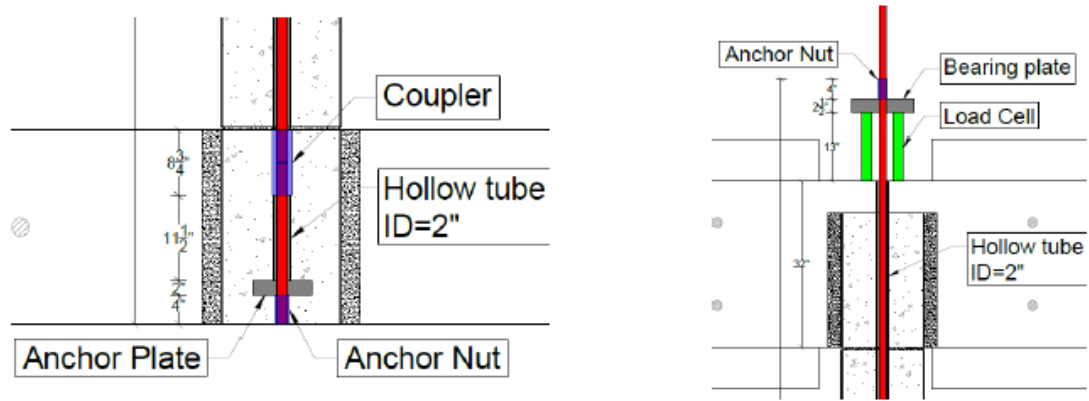


Figura 144. Dettaglio dell'ancoraggio inferiore e superiore delle barre di post-tensione (Blind prediction contest, 2017). / Post-tensioning details (Blind prediction contest, 2017).

Inoltre, è stato rimosso uno strato del tubo in acciaio di larghezza 12.7mm nelle zone di interfaccia delle colonne (Figura 145).



Figura 145. Rimozione di uno strato del tubo in acciaio (Blind prediction contest, 2017). / Removal of shell strip (Blind prediction contest, 2017).

Le colonne sono state posizionate negli appositi fori ricavati all'interno del blocco di fondazione; successivamente è stata posizionata la trave principale del blocco di carico a cui sono stati collocati i sei blocchi inerziali per simulare il carico di competenza della pila. Il tutto è stato reso solidale mediante un getto di malta fluida nei giochi tra le diverse parti. I blocchi di calcestruzzo in testa alle colonne hanno un peso totale pari a 28.33ton. In particolare, il blocco collocato in testa alle colonne è costituito da una trave in calcestruzzo armato, di sezione rettangolare 965.2mmx812.8mm e lunghezza pari a 4165.6mm (Figura 146), a cui sono stati vincolati sei blocchi inerziali di dimensioni 965.2mmx965.2mmx812.8mm anch'essi in calcestruzzo armato. L'insieme di questi elementi, chiamato in seguito "blocco di carico", simula la quota parte di peso dell'impalcato del ponte gravante sulla pila oggetto di studio. Durante il getto della trave principale sono state inserite delle guaine in pvc, come visto precedentemente per il blocco di fondazione, che permettono il passaggio delle barre per il collegamento dei blocchi.

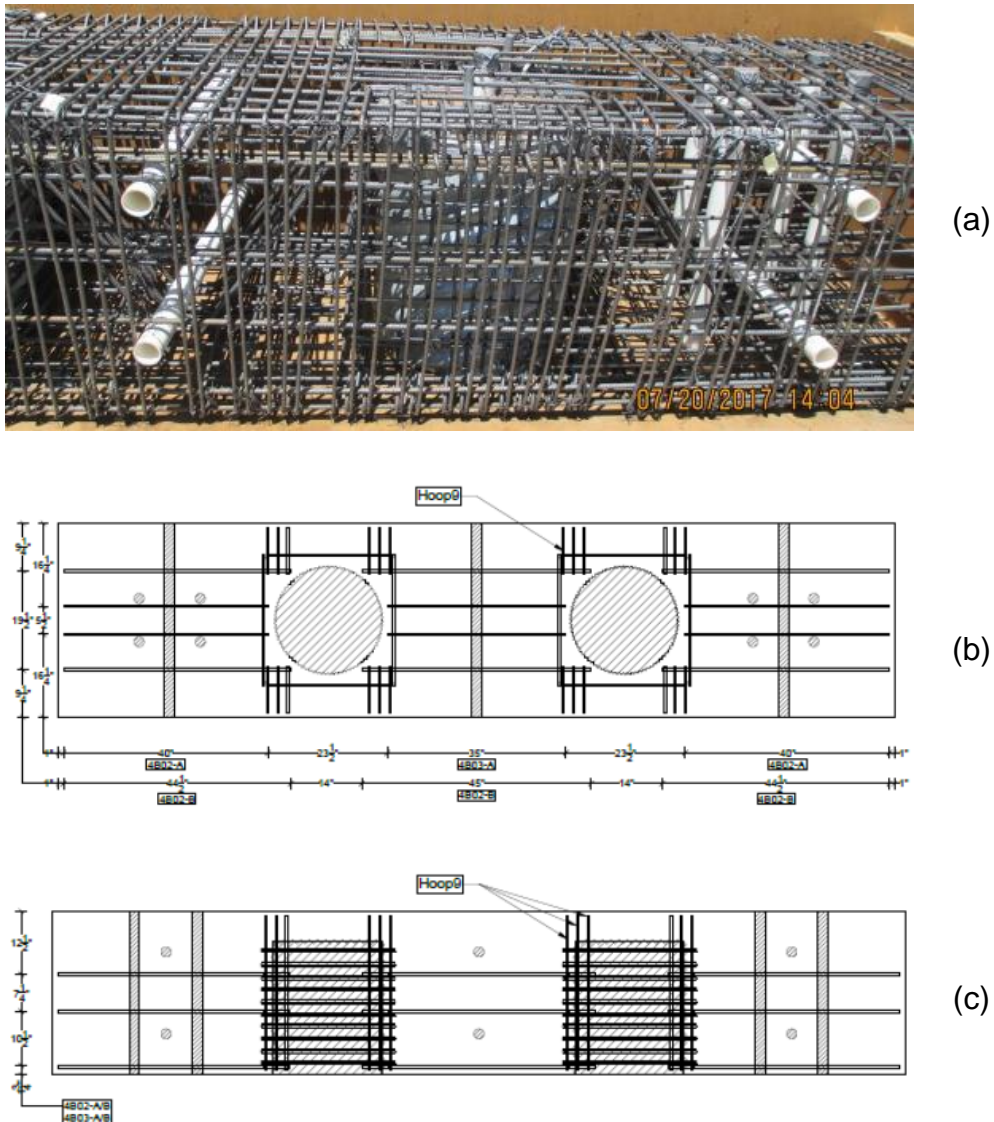


Figura 146. Particolare delle armature (a), sezione orizzontale (b) e sezione verticale della trave del blocco di carico (Blind prediction contest, 2017). / Longitudinal rebars (a) and horizontal (b) and vertical (c) sections of the cap beam (Blind prediction contest, 2017).

La fondazione consiste in una trave in calcestruzzo armato con sezione trasversale di tipo rettangolare di dimensioni pari a 965.2mmx660.4mm e lunghezza pari a 4521.2mm. Essa è stata realizzata con un calcestruzzo di resistenza cilindrica a compressione pari a 41.4MPa (6000psi). L'armatura longitudinale è costituita da barre #4 ASTM A615 G60 di diametro pari a 13mm, quella trasversale è composta principalmente da staffe realizzate con barre #3 ASTM A615 G60 di diametro pari a 9.5mm. Prima del getto sono state inserite delle guaine in PVC, per l'inserimento successivo di tiranti mediante i quali la fondazione verrà vincolata alla tavola vibrante durante il test, e in materiale metallico (di tipo ASTM A760), destinato ad accogliere le colonne.



### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

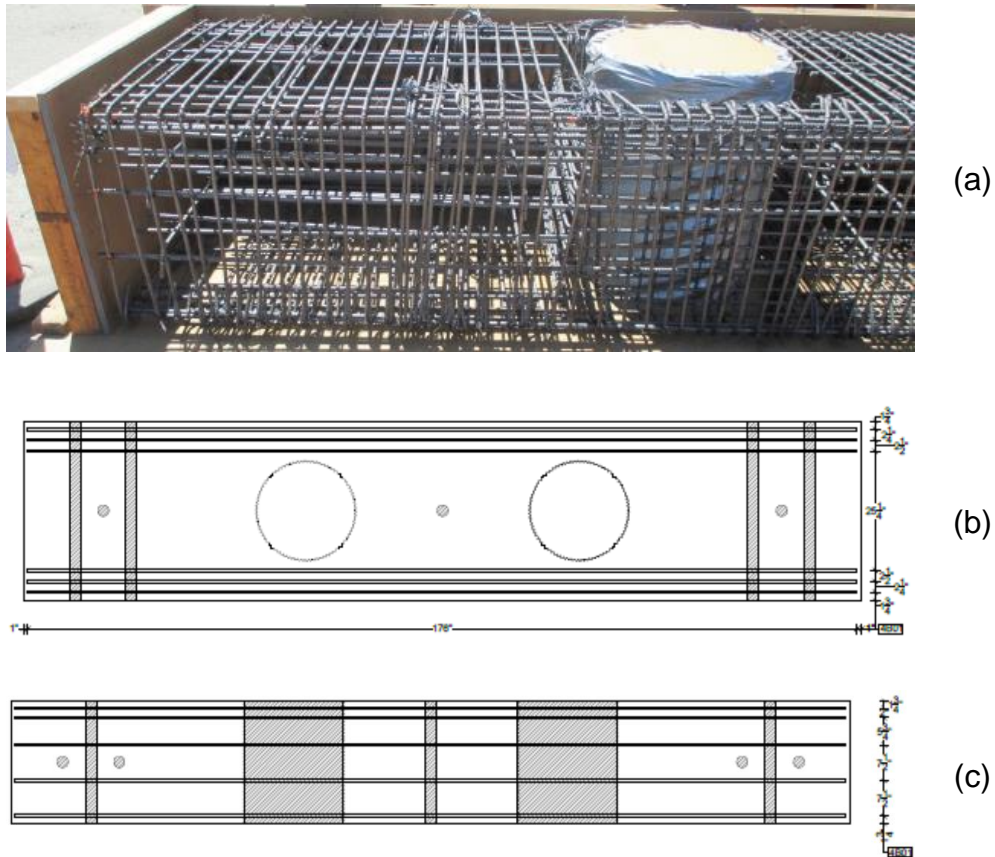


Figura 147. Particolare delle armature (a), sezione orizzontale (b) e sezione verticale (c) del blocco di fondazione (Blind prediction contest, 2017). / Longitudinal rebars (a) and horizontal (b) and vertical (c) sections of the foundation (Blind prediction contest, 2017).

#### Materiali / Materials

I materiali impiegati nella costruzione del campione sono stati testati in laboratorio in modo da determinare le loro effettive caratteristiche meccaniche. Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza del calcestruzzo, sono state effettuate delle prove di schiacciamento di provini cilindrici prelevati al momento del getto. In Figura 148 sono state riportate le curve ottenute dalle prove di schiacciamento del calcestruzzo per i diversi elementi.

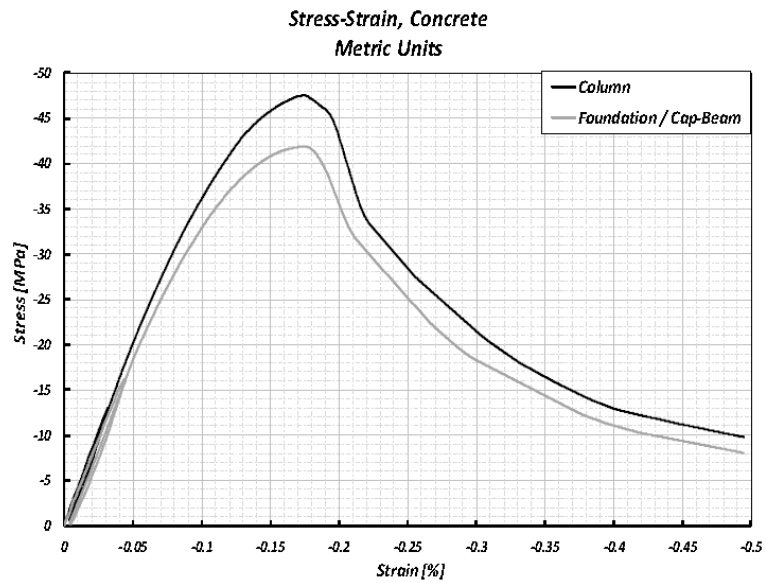


Figura 148. Legame sforzo-deformazione del calcestruzzo (*Blind prediction contest, 2017*). / Behavior force-deformation of the concrete (*Blind prediction contest, 2017*).

La caratterizzazione meccanica dei materiali metallici viene invece effettuata attraverso prova di trazione. Figura 149a, Figura 149b e Figura 149c riportano i risultati della prova per gli acciai A706, A722, A53B utilizzati rispettivamente per l'armatura delle colonne, per le barre di post-tensione e per i tubi in acciaio.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

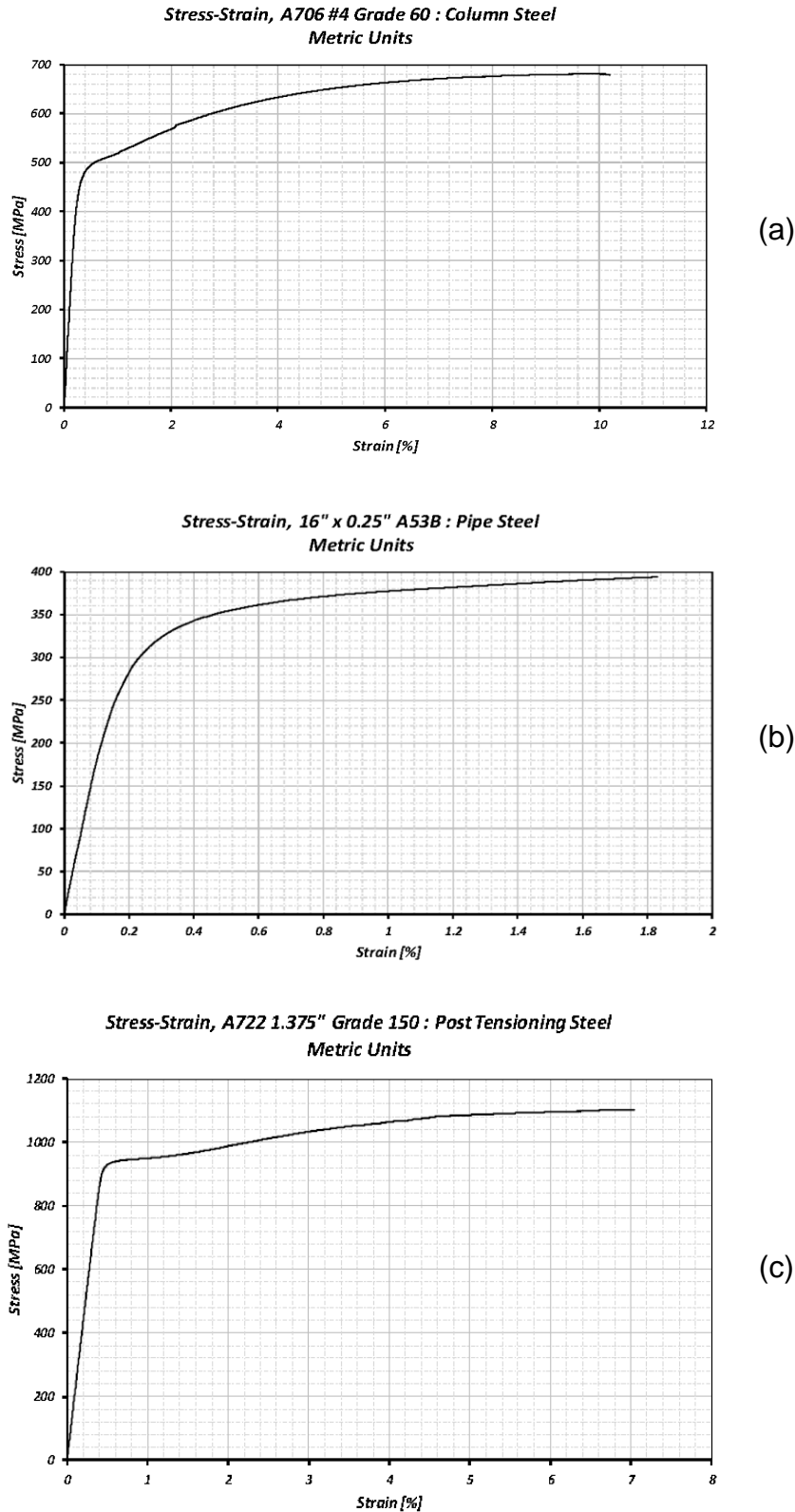


Figura 149. Legame sforzo-deformazione per le barre di armatura (a), per le barre di post-tensione (b) e per i tubi in acciaio (c) (Blind prediction contest, 2017). / Curves force-deformation for the longitudinal rebars (a), post-tension cables (b) and steel pipes (c) (Blind prediction contest, 2017).

Sulla malta utilizzata per sigillare i giunti tra gli elementi sono state eseguite prove di schiacciamento i cui risultati sono riportati in Tabella 18.



Tabella 18. Valori medi di resistenza della malta fluida / Mean strength values of the mortar.

Test	Force [kN]	Strength [MPa]
1	79.10	39.02
2	101.70	50.20
3	107.34	53.00

### Protocollo di carico / Load design

Dopo l'assemblaggio della struttura è stata applicata la pretensione iniziale alle barre rispettivamente pari a 443.8MPa per la colonna 1 (cioè la colonna di sinistra in Figura 140b) e 437.6MPa per la colonna 2 (cioè la colonna di destra in Figura 140). Successivamente sono stati eseguiti in direzione x, cioè lungo la direzione longitudinale della fondazione, nove accelerogrammi (EQ): i primi due finalizzati a controllare il comportamento del provino e il corretto funzionamento della strumentazione installata, altri due, di intensità superiore, per verificare la nascita dell'effetto rocking alla base della colonna, il quarto caratterizzato da una moderata domanda di drift in sommità alla colonna, il quinto per verificare il comportamento dissipativo delle barre di acciaio all'interfaccia rocking, mentre i restanti tre, di intensità via via crescente, per verificare le reali capacità ricentranti della pila da ponte sotto condizioni di elevata domanda in termini di spostamento. Al termine di questi accelerogrammi ne sono stati eseguiti altri tre per provocare la rottura dei dissipatori (simili come intensità agli accelerogrammi tre, cinque e otto, ma con polarità opposta) (Nema, 2018).

Gli spettri associati a tali accelerogrammi sono riportati in Figura 150. Come accennato in precedenza, i carichi gravitazionali sono stati applicati mediante dei blocchi inerziali vincolati alla trave che si trova sopra le colonne e assieme alla quale essi formano il blocco di carico.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

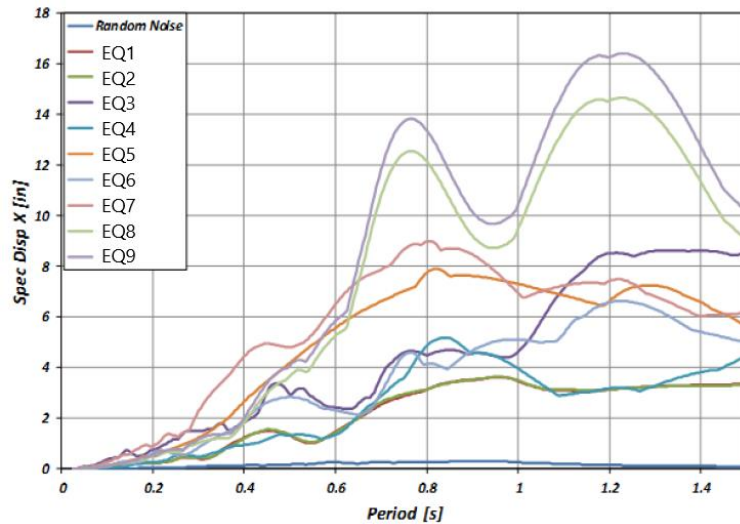


Figura 150. Spettri di risposta (Blind prediction contest, 2017). / Response spectra (Blind prediction contest, 2017).

Per il monitoraggio del provino durante la prova su tavola vibrante è stata utilizzata la seguente attrezzatura: estensimetro per la misura degli spostamenti assoluti e relativi, inclinometri per la misura delle rotazioni e celle di carico per la misura delle forze; dal punto di vista qualitativo, la colonna è stata progettata per ruotare, attraverso l'apertura di un gap alla base, se sottoposta ad azioni orizzontali. Per valori di spostamento inferiori a determinati valori di drift di progetto le colonne non devono presentare danneggiamento: le barre post-tese devono rimanere in campo elastico per assicurare la capacità di ricentraggio, le barre longitudinali devono invece assicurare la dissipazione di energia.

#### Risultati sperimentali / Experimental results

Vengono qui riportati i principali risultati sperimentali ottenuti per i nove accelerogrammi di progetto così come comunicati a valle del "blind prediction contest", nello specifico: spostamento massimo e minimo raggiunto in sommità, forze d'inerzia massime orizzontale e verticale, momento ribaltante e forza di post-tensione massima e residua dei cavi post-tesi (vedi Tabella 19).

Tabella 19. Risultati sperimentali. / Experimental results.

	+/-	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7	EQ8	EQ9
Relative horizontal displacement at z=158" [mm]	+	6.0	17.7	53.1	34.8	126.6	57.8	150.2	164.1	262.3
	-	11.5	24.9	57.2	34.9	121.3	53.9	113.8	230.7	170.1

Lateral Inertia force at z =158" [kN]	+	137.1	192.7	242.9	171.0	295.4	190.5	256.7	322.8	259.1
	-	93.6	152.1	228.4	177.2	293.5	197.7	307.4	290.5	309.1
Overturning moment at z=26" [kNm]	+	539.1	826.9	966.7	664.7	1167	730.4	1063	1236	973
	-	436.0	654.6	922.3	689.8	1133	759.1	1243	1093	1173
Vertical Inertia force at z =158" [kN]	+	294.2	284.6	212.9	86.8	277.4	123.5	285.4	133.2	123.5
Largest Post-tension bar force in Column 1 [kN]	+	436.8	456.7	538.9	493.8	727.5	533.4	798.4	793.6	923.3
Largest Post-tension bar force in Column 2 [kN]	+	453.2	483.5	572.1	509.5	733.5	542.7	740.5	954.9	814.9
Relative residual displacement at z=158" [mm]	+	0.6	0.7	2.2	2.2	5.8	5.3	5.5	10.3	5.4
Residual Post-tension bar force in Column 1 [kN]	+	425.8	423	421.3	420.3	403.4	401.3	387.8	355.7	271.3
Residual Post-tension bar force in Column 2 [kN]	+	435.5	433.6	433.1	432.5	422.5	420.9	428.4	355.8	329.7

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

I valori si riferiscono ai punti indicati in Figura 151.

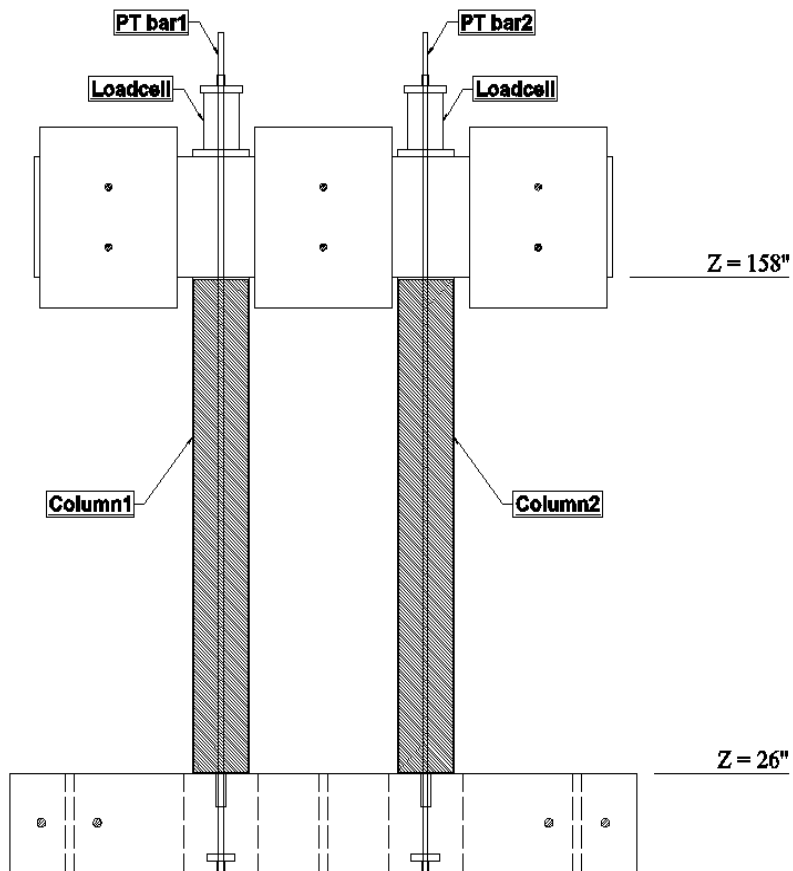
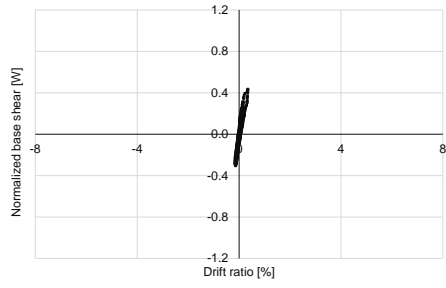
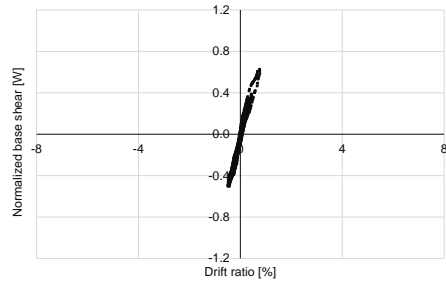


Figura 151. Indicazione geometrica della posizione degli output analizzati (Blind prediction contest, 2017). / Collocation on the transversal structure's geometry of the output (Blind prediction contest, 2017).

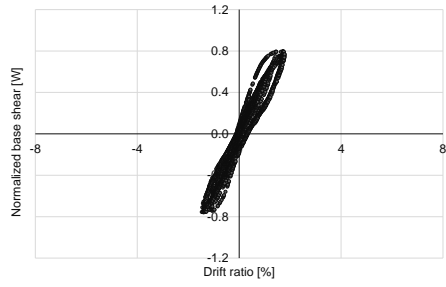
In Figura 152 è riportata la risposta della colonna in termini di taglio normalizzato alla base (il peso totale del blocco di carico in sommità è pari a 28.33t, mentre il peso delle colonne è pari a 1.725 e 1.715t, rispettivamente per quella di sinistra e per quella di destra) e drift in sommità (cioè rapporto tra spostamento e altezza della colonna) per gli accelerogrammi analizzati.



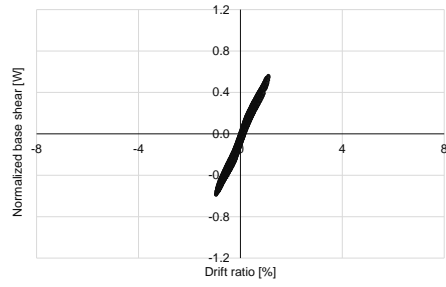
EQ1



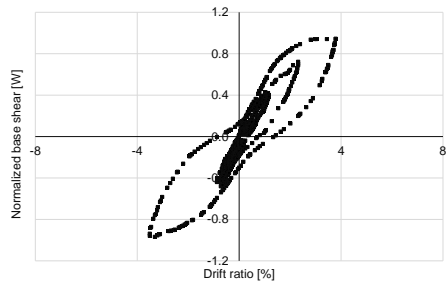
EQ2



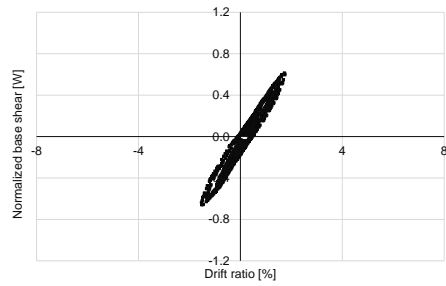
EQ3



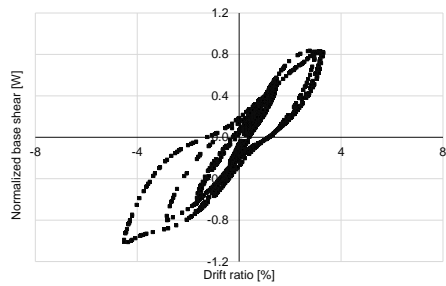
EQ4



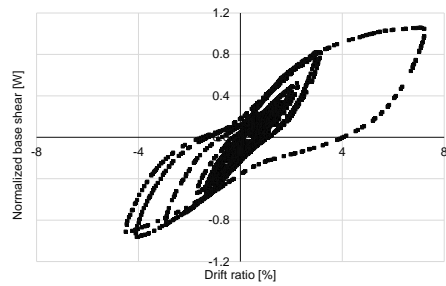
EQ5



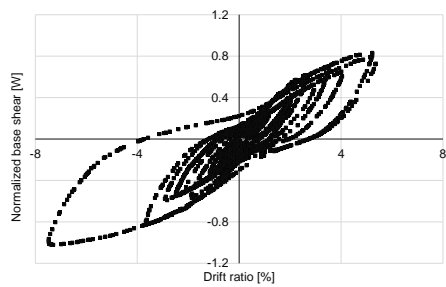
EQ6



EQ7



EQ8



EQ9

Figura 152. Risultati sperimentali in termini di taglio alla base normalizzato e spostamento in sommità (Nema, 2018) / Experimental results in terms of normalized base shear and drift ratio (Nema, 2018).

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

#### *Modellazione e analisi / Modeling and analysis*

È stata effettuata una modellazione a fibre della pila da ponte attraverso l'utilizzo di due software di calcolo: MidasGen e OpenSEES. Essendo presenti nella pratica progettuale molteplici tipologie di software, la doppia modellazione è stata valutata nell'ottica di definire un modello semplificato di riferimento che possa essere utilizzato per la modellazione di colonne rocking (a prescindere dal programma specifico utilizzato).

#### Modellazione MidasGen / MidasGen modeling

La modellazione e le analisi sono state svolte con il software a elementi finiti MidasGen v2.1 (2019). Il modello analitico è schematicamente rappresentato in Figura 153b. Per la modellazione di ciascuna colonna sono state considerate tre differenti sezioni trasversali indicate con 'A', 'B' e 'C' e raffigurate in Figura 153a.

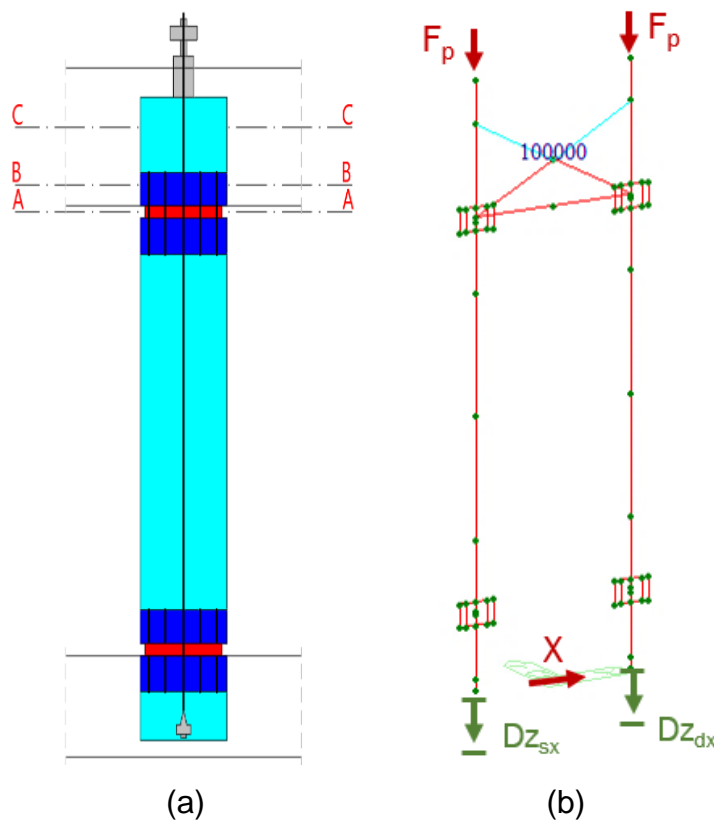


Figura 153. Sezione longitudinale della colonna con individuazione delle tre diverse sezioni trasversali (a) e modello realizzato in MidasGen (b). / Longitudinal section of the column with the three different sections (a) and MidasGen analytical model (b).

La sezione A rappresenta la zona della colonna sprovvista del tubo di acciaio esterno e in cui è stata annullata l'aderenza delle armature longitudinali. In questa zona si origina l'apertura del gap durante le oscillazioni. La sezione B rappresenta quelle zone dove le armature longitudinali sono ancora non aderenti ma differiscono dalle precedenti per la

presenza del tubo esterno, mentre la sezione C rappresenta le parti della colonna aventi sia le barre di armatura longitudinali aderenti sia il tubo esterno.

Essendo il comportamento atteso della porzione centrale della colonna di tipo elastico, le sezioni B e C sono state modellate mediante elementi beam a comportamento elastico lineare. Nonostante l'altezza complessiva della colonna sia stata suddivisa in più elementi c'è continuità nei nodi di collegamento.

Le barre longitudinali non aderenti (sezioni A e B) sono state modellate come barre equivalenti. La lunghezza della barra equivalente è stata presa pari a quella della porzione reale di barra ricoperta dal nastro adesivo, l'area è stata invece assunta pari a quella di due barre prese in posizione simmetrica rispetto all'asse di carico. Le cinque barre equivalenti sono state modellate con degli elementi biella, esterni alla sezione della colonna e collegati alle estremità con elementi rigidi. È stato assegnato alla sezione della barra equivalente un comportamento non lineare a plasticità concentrata attraverso un modello di tipo 'Normal Bilinear' con valore di snervamento pari a 129kN.

Il blocco di carico è stato considerato nella modellazione solo in termini di massa traslazionale e rotazionale concentrata in un punto collocato al centro del blocco di carico, rispettivamente pari a 30.01kN/g e 9.01kN/gm<sup>2</sup>. Questo punto è stato inoltre preso come punto di controllo per lo spostamento laterale durante le analisi.

Poiché si suppongono deformazioni trascurabili all'interno del blocco, il nodo superiore di ogni colonna è stato collegato al nodo di controllo mediante un link rigido nella direzione di applicazione del carico orizzontale. Le barre di post-tensione sono state modellate come bielle poiché lavorano solo assialmente. È poi stata assegnata una sezione a fibre a plasticità distribuita considerando un legame momento-curvatura per le componenti  $F_x$ ,  $M_y$  e  $M_z$  in modo da cogliere il comportamento non-lineare delle barre di post-tensione. Il sistema di ancoraggio presente nella parte superiore della colonna è stato modellato mediante un elemento rigido di sezione 50mmx50mm che collega l'estremità superiore della colonna con la barra di post-tensione. La pretensione iniziale è stata inserita nei modelli in termini di allungamento iniziale imposto come spostamento del nodo base di ogni barra. La Tabella 20 riporta per ogni colonna il valore dello spostamento iniziale inserito ed il corrispondente valore di forza di post-tensione.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

Tabella 20. Valori di post-tensione iniziali applicati ai cavi PT. / Initial post-tension forces of the PT cables.

	Column 1	Column 2
PT initial forces [kN]	427	421

L'applicazione delle forze di pretensione iniziali permette di incrementare la resistenza alle oscillazioni senza intaccare le capacità ricentranti in quanto, per i valori delle forze applicate, i cavi rimangono in campo elastico.

Essendo la fondazione vincolata solidalmente alla tavola vibrante questa non è stata oggetto di modellazione; le colonne sono state semplicemente incastrate alla base. La superficie di contatto tra la pila del ponte e la fondazione, cioè la sezione A della colonna, permette di ottenere l'effetto rocking desiderato. Sono state implementate due tipologie differenti di modellazione dell'interfaccia rocking: cioè a fibre o con l'inserimento di un letto di molle traslazionali agenti in sola compressione. Nel caso di modellazione a fibre, per rappresentare il comportamento non lineare del giunto è stata utilizzata una discretizzazione a fibre. La sezione a corona circolare in corrispondenza del giunto è stata suddivisa sia perpendicolarmente che parallelamente rispetto alla direzione del terremoto.

Mentre nel caso di modellazione con molle distribuite, la sezione a corona circolare del giunto è stata suddivisa in strisce perpendicolari alla direzione di applicazione del carico (Figura 154a). Ciascuna striscia è stata modellata con una molla traslazionale agente in sola compressione. Le molle sono state inserite con elementi di tipo general link e sono state collegate sia inferiormente sia superiormente alla colonna grazie all'utilizzo di elementi rigidi. Ciascuna molla è collocata lungo l'asse medio della striscia rappresentata.

La legge costitutiva di ogni molla è stata definita attraverso un modello isteretico di tipo 'SLIP Bilinear/Compression' (Figura 154b) così da attribuire a ogni molla una resistenza a trazione nulla e una forza massima a compressione  $F_i$  proporzionale all'area di influenza  $A_i$  della molla stessa.

$$F_i = A_i \cdot f_{ck} \quad (1)$$

Nell'equazione precedente,  $f_{ck}$  indica la resistenza caratteristica a compressione cilindrica del calcestruzzo. La rigidezza  $k$  di ogni molla è stata valutata mediante la seguente relazione:

$$k_i = EA_i/H \quad (2)$$



dove  $E$  è il modulo elastico del calcestruzzo,  $A_i$  l'area di influenza della molla  $i$ -esima e  $H$  la lunghezza effettiva della molla. Il valore di  $H$  è stato inizialmente assunto pari a  $0.5D$ , con  $D$  il diametro dell'interfaccia rocking (cioè della sezione  $A$  della colonna).

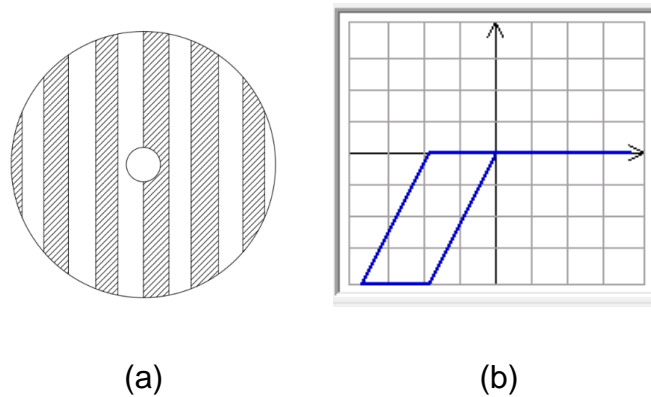


Figura 154. Discretizzazione a fibre della sezione rocking (a) e modello isteretico a sola compressione (b) (MidasGen, 2019). / Fiber beam discretization of the rocking interface (a) and SLIP bilinear compression-only model (b) (MidasGen, 2019).

Come modelli isteretici sforzo-deformazione sono stati utilizzati rispettivamente il modello di Park per l'acciaio e il modello di Mander per il calcestruzzo. Solo le barre di post-tensione e la parte non aderente delle armature longitudinali sono state modellate per mezzo di elementi a fibre. Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo confinato sono state considerate sia l'azione confinante del tubo d'acciaio sia l'azione dell'armatura a spirale. La resistenza del calcestruzzo è risultata pari a 99MPa corrispondente a una deformazione di 0.0116mm/m.

I parametri utilizzati nei modelli isteretici, quali sforzo di snervamento, sforzo a rottura e modulo elastico, sono stati assunti pari ai valori reali dei materiali testati. Per quanto riguarda il calcestruzzo è stato definito un unico legame per il calcestruzzo confinato basato sul lavoro svolto da Mander et al. (1988).

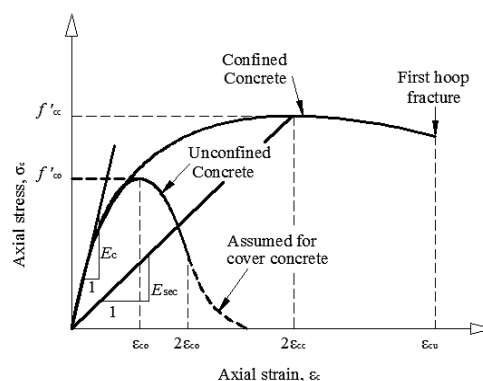


Figura 155. Parametri per calcestruzzo non confinato e confinato (MidasGen, 2019). / Confined and not confined parameters of the concrete (MidasGen, 2019).

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

Di seguito vengono illustrate le formulazioni per il calcolo dei diversi parametri presenti in Figura 155, i quali consentono di definire le grandezze caratteristiche per il calcestruzzo confinato. Lo sforzo massimo del calcestruzzo confinato è ricavato dalla resistenza  $f_{co}'$  del calcestruzzo non confinato mediante la seguente equazione:

$$f'_{cc} = f'_{co} \cdot \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_1}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_1}{f'_{co}} \right) \quad (3)$$

e la corrispondente deformazione è data da:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4)$$

dove  $f_{co}'$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato e  $f_1'$  è un parametro definito dalla seguente equazione:

$$f'_1 = \frac{1}{2} \cdot k_e \cdot \rho_s \cdot f_{yk} \quad (5)$$

Nell'espressione precedente,  $k_e$  è il coefficiente di efficacia del confinamento (pari a 0.95 nel caso di sezione circolare),  $f_{yk}$  è lo sforzo caratteristico a snervamento del calcestruzzo e  $\rho_s$  è il rapporto tra il volume delle staffe di confinamento e il volume di calcestruzzo confinato. Esso può essere definito come:

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_{sp}}{d_s \cdot s} \quad (6)$$

dove  $A_{sp}$  è l'area trasversale della barra utilizzata per la spirale,  $d_s$  è il diametro della spirale ed  $s$  è il passo della spirale.

Gli accelerogrammi sono stati caricati in sequenza, così da poter disporre di tutta la storia di carico a cui la struttura è stata sottoposta durante la fase sperimentale.

#### Modellazione OpenSEES / OpenSEES modeling

Sulla base di quanto fatto nel caso di pareti rocking, anche per la colonna è stata sviluppata una modellazione a fibre con il software OpenSEES (McKenna, 2000), vedi Figura 156.

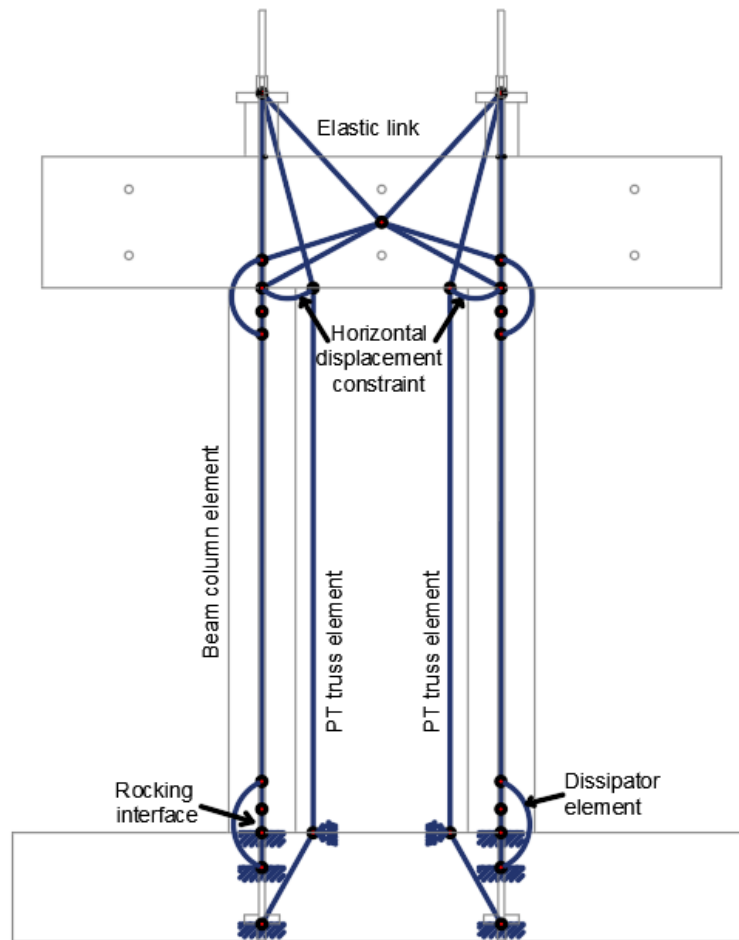


Figura 156. Modellazione della pila da ponte con tecnologia rocking con il software OpenSEES. / Modeling of the bridge bent rocking column with the software OpenSEES.

La colonna è stata realizzata con elementi beam. Sono essenzialmente presenti tre tipologie di legami isteretici assegnati a questi elementi: calcestruzzo confinato, calcestruzzo non confinato e rocking all'interfaccia. Per la modellazione del calcestruzzo confinato è stato utilizzato il legame isteretico proposto da Chang e Mander nel 1994 (definito in OpenSEES attraverso il comando 'concrete 07' associato a 'Uniaxial Material'), caratterizzato da resistenza a compressione  $f_c$  pari a 99MPa, deformazione massima del calcestruzzo a compressione  $\epsilon_c$  pari a 0.011572 e modulo elastico iniziale  $E_c$  pari a 34460MPa. Il calcestruzzo non confinato e quello utilizzato nelle zone di interfaccia colonna-fondazione e colonna-blocco rigido in sommità, cioè in corrispondenza delle interfacce rocking, è stato invece implementato con il legame Kent-Scott-Park (definito in OpenSEES attraverso il comando 'concrete 01' associato a 'Uniaxial Material') con valore di sforzo pari a 47.5MPa e deformazione a compressione in corrispondenza dello sforzo massimo pari a 0.0018. Per il calcestruzzo utilizzato nelle interfacce rocking è stato utilizzato un modulo elastico iniziale di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quanto inserito per il calcestruzzo confinato,

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

quest'ultimo pari a 34460MPa. Le sezioni di colonna caratterizzata da legami del calcestruzzo di tipo confinato e rocking sono state discretizzate in 120x4 elementi.

I cavi post-tesi sono stati modellati con elementi truss, incernierati alla base e collegati rigidamente in sommità, a cui è stato associato un legame del materiale di tipo 'Elastic Bilinear'. La post-tensione dei cavi è stata simulata attraverso l'inserimento di due forze verticali in corrispondenza del vertice superiore dei cavi post-tesi pari a 427.03kN per la colonna di sinistra e 420.80kN per la colonna di destra. Successivamente è stato inserito il carico gravitazionale pari a 294.4kN e assegnato in ugual misura alle due colonne. I dissipatori isteretici, costituiti da barre di armatura alla base rese non aderenti, sono stati modellati con elementi truss, incastrati alla base e collegati rigidamente alla parete in sommità, con comportamento forza-spostamento di tipo 'Dodd-Restrepo' (Restrepo et al., 1994), con sforzo a snervamento pari a 490MPa e ultimo pari a 679MPa. I dissipatori sono stati discretizzati con sezione a fibre di tipo circolare costituita da 3 anelli a loro volta suddivisi in 18 sezioni di uguale area. I dissipatori sono stati definiti utilizzando un raggio equivalente pari a 18.38mm.

La fondazione non è stata esplicitamente modellata perché considerata rigida. Stesso discorso per quanto riguarda il blocco di carico in sommità che è stato modellato solo in termini di massa (la massa del blocco di sommità è la massa associata ai carichi gravitazionali, sopra definita).

È stato utilizzato uno smorzamento alla Rayleigh proporzionale sia alle masse sia alla rigidità tangente, con valore di smorzamento pari a 0.02; è stato inoltre utilizzato un fattore di convergenza di  $10^{-6}$ . Come è stato fatto con la modellazione in MidasGen, anche per la modellazione in OpenSEES sono stati caricati tutti gli accelerogrammi in sequenza, così da poter disporre di tutta la storia di carico a cui la struttura è stata sottoposta durante la fase sperimentale.

#### *Risultati / Results*

Sono di seguito presentati i risultati ottenuti con i due software di calcolo: MidasGen e OpenSEES.

In MidasGen i risultati sono estratti in termini di valore massimo per tutti e nove gli accelerogrammi e successivamente confrontati con quanto presente in Tabella 19.

Sono stati presentati sia i risultati della modellazione ottenuti durante il blind prediction contest, cioè senza alcuna informazione relativa ai reali risultati sperimentali, e sia quanto

ottenuto successivamente grazie alle analisi parametriche e di sensibilità condotte sui modelli numerici in funzione dei risultati sperimentali pubblicati.

È stata successivamente condotta una modellazione in OpenSEES ed è stato effettuato un confronto in termini di taglio alla base e spostamento in sommità per i primi cinque accelerogrammi, essendo il quinto input sismico quello più significativo. Sono quindi stati confrontati i risultati numerici emersi dalle due modellazioni, considerando come risultati di MidasGen quelli ottenuti a seguito delle analisi di sensibilità, con quelli sperimentali presenti in Figura 152.

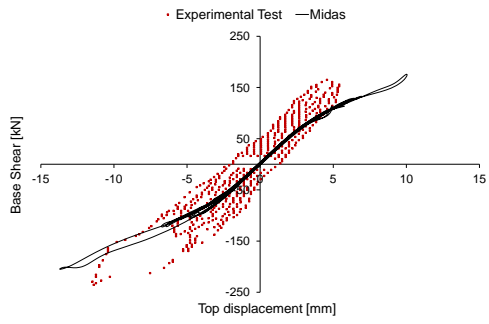
### Risultati ottenuti con MidasGen / MidasGen results

Da Tabella 30 a Tabella 38 è proposto il confronto tra i risultati sperimentali ottenuti dai test condotti su tavola vibrante e i risultati numerici ottenuti con il software MidasGen (2019), dove il termine  $\Delta$  indica l'errore, espresso in percentuale. I valori sono stati riportati nel seguente ordine: spostamento massimo in sommità espresso in mm alla quota  $z$  pari a 4.01m  $\Delta_{top\_max}$  (vedi Figura 151), forza d'inerzia laterale  $F_h$  (espressa in kN), momento ribaltante alla base a quota  $z$  pari a 0.66m  $M_r$  (espresso in kNm), forza di inerzia verticale  $F_v$  (espressa in kN), forza di post-tensione massima della colonna 1  $F_{PT\_max\_1}$  (espressa in kN), cioè la colonna di sinistra in Figura 151, forza di post-tensione massima della colonna 2  $F_{PT\_max\_2}$  (anch'essa espressa in kN), cioè la colonna di destra in Figura 151, forza di post-tensione residua della colonna 1  $F_{PT\_res\_1}$  (espressa in kN) e, infine, forza di post-tensione residua della colonna 2  $F_{PT\_res\_2}$  (espressa in kN).

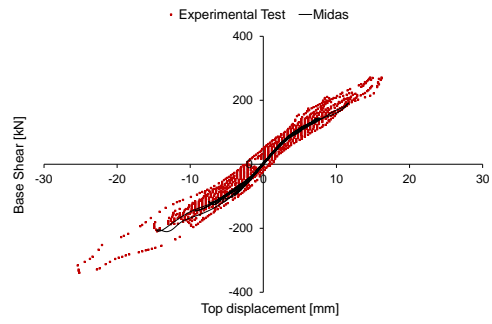
### *Risultati numerici ottenuti prima della conoscenza dei risultati sperimentali del Blind Prediction Contest / Pre-Blind Prediction Contest experimental results*

I risultati numerici in termini di taglio alla base e spostamento in sommità sono stati rappresentati in Figura 157. In questi grafici sono stati riportati separatamente i risultati di ciascuna colonna; il taglio totale è ottenuto dalla somma dei contributi relativi a ciascuna colonna. Le figure seguenti mostrano delle leggere differenze, in termini di taglio alla base, per i primi accelerogrammi (da EQ1 a EQ4), mentre delle differenze molto più marcate, soprattutto in termini di spostamento in sommità, per gli accelerogrammi di intensità superiore (da EQ5 a EQ9).

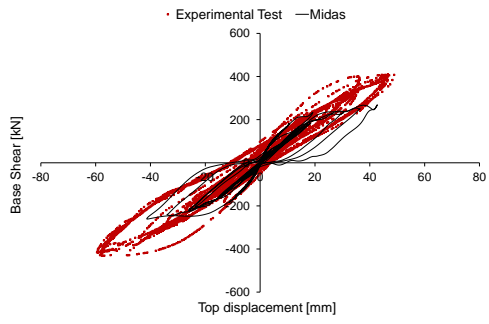
### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN



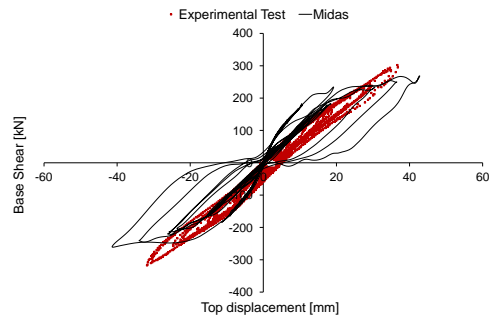
EQ1



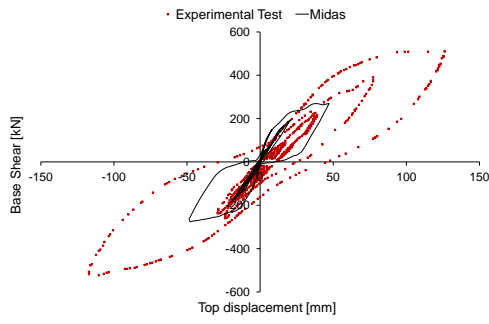
EQ2



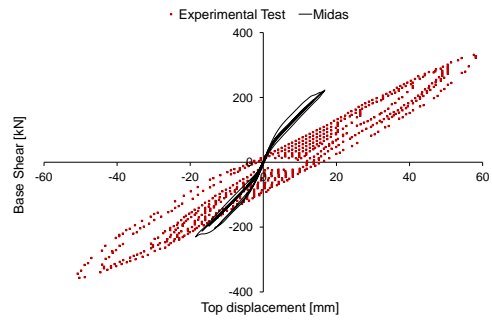
EQ3



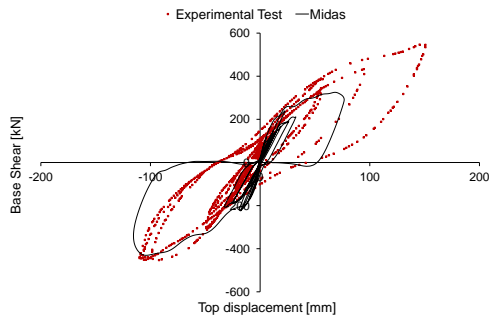
EQ4



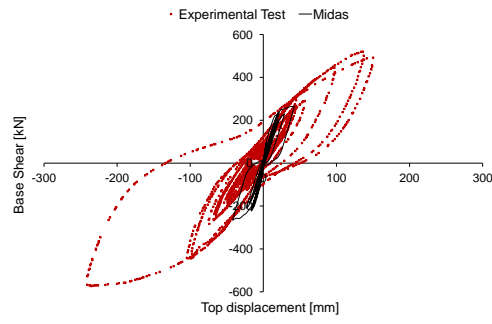
EQ5



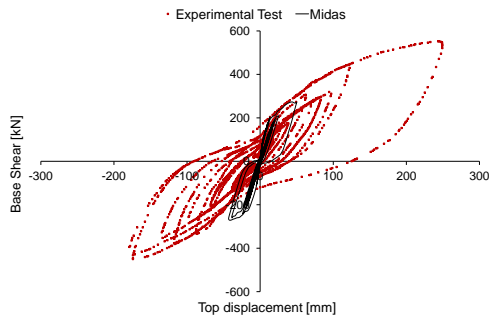
EQ6



EQ7



EQ8



EQ9

Figura 157. Risultati taglio-spostamento delle analisi time history condotte in MidasGen per ciascun input sismico prima della conoscenza dei risultati sperimentali dei test. In rosso i risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici ottenuti con MidasGen. / Shear-displacement time history results obtained from MidasGen before the knowledge of the experimental test results. The red line indicates the experimental results, while black line indicates the numerical results.

I risultati principali, in termini massimi, sono stati riportati nelle tabelle seguenti e sono stati confrontati con quanto emerso dai test sperimentali.

Tabella 21. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ1 pre-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ1 before parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	6.00	10.10
	N	-11.50	13.70
$F_h$ [kN]	P	137.10	152.10
	N	-93.60	182.50
$M_r$ [kNm]	P	539.10	595.10
	N	-435.60	714.10
$F_v$ [kN]	P	294.20	118.30
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	436.80	446.80
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	453.20	449.60
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	425.80	427.30
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	435.50	421.30

Tabella 22. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ2 pre-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ2 before parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	17.70	11.60
	N	-24.90	14.60
$F_h$ [kN]	P	192.70	164.10
	N	-152.10	187.70
$M_r$ [kNm]	P	826.90	642.10
	N	-654.60	734.40
$F_v$ [kN]	P	284.60	121.60
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	456.70	449.70
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	483.50	453.40
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	423.00	427.30
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	433.60	421.50

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

Tabella 23. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ3 pre-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ3 before parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	53.10	42.80
	N	-57.20	41.30
$F_h$ [kN]	P	242.90	253.80
	N	-228.40	214.90
$M_r$ [kNm]	P	966.70	993.00
	N	-922.30	840.80
$F_v$ [kN]	P	212.90	302.40
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	538.90	546.60
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	572.10	532.90
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	421.30	429.00
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	433.10	423.20

Tabella 24. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ4 pre-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ4 before parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	34.80	20.60
	N	-34.90	22.70
$F_h$ [kN]	P	171.00	206.20
	N	177.20	234.10
$M_r$ [kNm]	P	664.70	806.80
	N	-689.90	916.00
$F_v$ [kN]	P	86.80	90.70
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	493.80	478.60
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	509.50	476.50
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	420.30	428.60
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	432.50	422.40



Tabella 25. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ5 pre-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ5 before parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	126.60	47.10
	N	-121.30	48.50
$F_h$ [kN]	P	295.40	285.30
	N	-293.50	244.20
$M_r$ [kNm]	P	1166.50	1116.30
	N	-1132.90	955.50
$F_v$ [kN]	P	277.40	160.30
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	727.50	556.20
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	733.50	554.70
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	403.40	428.90
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	422.50	422.40

Tabella 26. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ6 pre-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ6 before parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	57.80	16.80
	N	-53.90	18.50
$F_h$ [kN]	P	190.50	194.90
	N	-197.70	204.90
$M_r$ [kNm]	P	730.40	762.60
	N	-759.10	801.70
$F_v$ [kN]	P	123.50	66.70
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	533.40	464.60
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	542.70	463.00
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	401.30	428.00
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	420.90	421.90

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

Tabella 27. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ7 pre-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ7 before parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	150.20	115.50
	N	-113.80	76.60
$F_h$ [kN]	P	256.70	373.60
	N	-307.40	334.90
$M_r$ [kNm]	P	1062.80	1461.80
	N	-1243.10	1310.40
$F_v$ [kN]	P	285.40	230.80
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	798.40	740.90
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	740.50	665.60
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	387.80	424.30
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	428.40	422.30

Tabella 28. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ8 pre-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ8 before parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	164.10	42.40
	N	-230.70	41.70
$F_h$ [kN]	P	322.80	233.30
	N	-290.50	230.20
$M_r$ [kNm]	P	1236.10	912.80
	N	-1093.10	900.70
$F_v$ [kN]	P	133.20	237.90
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	793.60	540.30
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	954.90	534.00
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	355.70	424.30
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	355.80	422.30

Tabella 29. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ9 pre-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ9 before parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	262.30	49.90
	N	-170.10	43.20
$F_h$ [kN]	P	259.10	229.10
	N	-309.10	230.20
$M_r$ [kNm]	P	972.60	896.40
	N	-1172.90	900.80
$F_v$ [kN]	P	123.50	159.30
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	923.30	564.10
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	814.90	537.50
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	271.30	424.30
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	329.70	422.30

I risultati numerici ottenuti preliminarmente, a monte della conoscenza dei risultati sperimentali, forniscono delle buone approssimazioni per i primi quattro accelerogrammi di bassa intensità, ma mostrano significative divergenze per gli accelerogrammi di intensità superiore, soprattutto in termini di spostamento massimo registrato in testa alle colonne. Nello specifico, le differenze maggiori si riscontrano per gli accelerogrammi EQ5, EQ8 e EQ9.

*Risultati numerici ottenuti a seguito della pubblicazione dei risultati sperimentali del Blind Prediction Contest / Post-Blind Prediction Contest experimental results*

È stato svolto uno studio parametrico dei parametri che maggiormente influenzano la risposta sismica del modello numerico. Sono state quindi condotte delle prove statiche non lineari, definite analisi pushover. Lo spostamento, espresso in mm, non è stato rilevato in sommità alla colonna, ma in corrispondenza di un punto di controllo posto ad un'altezza di 4.4m dalla base della stessa. Sull'asse delle ordinate è stato rappresentato l'andamento del taglio alla base della colonna. Questo studio è finalizzato a confrontare le curve di pushover monotone e cicliche.

Sono stati inizialmente studiati i seguenti parametri: altezza e discretizzazione dell'interfaccia rocking e lunghezza totale non aderente dei dispositivi dissipativi. Per quanto riguarda il primo parametro sono stati realizzati diversi modelli assumendo altezze

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

dell'interfaccia rocking differenti, nello specifico il 50%, 70%, 90% e 100% della larghezza della colonna  $L_c$ . (Figura 158).

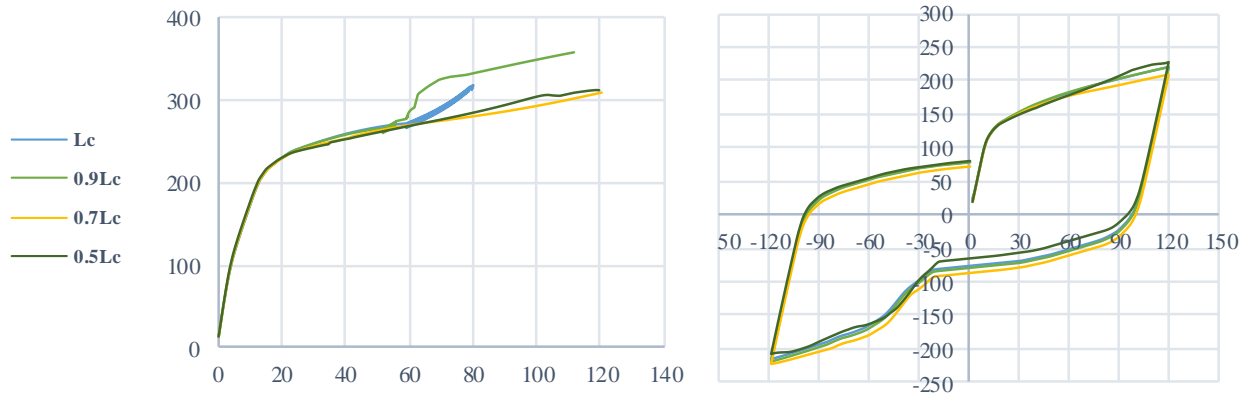


Figura 158. Risposta della colonna rocking al variare dell'altezza della sezione rocking. / Rocking wall response in function of the length of the rocking interface.

Dalla Figura 158 è possibile constatare che la risposta del modello risulta instabile per valori di  $L$  compresi tra  $L_c$  e  $0.9L_c$ . In particolare, il modello con  $L$  pari a  $L_c$  non riesce a cogliere il massimo valore di spostamento imposto durante l'analisi al punto di controllo e pari a 120 mm. Il valore di spostamento viene invece restituito correttamente dai modelli in cui  $L$  è compreso tra  $0.7$  e  $0.5L_c$ . In particolare, il modello con  $0.5L_c$  presenta un valore di taglio maggiore e un comportamento ciclico stabile. Per questo motivo il valore di  $0.5L_c$  è stato assunto come parametro ottimale ai fini della modellazione.

Per quanto riguarda il secondo parametro oggetto di parametrizzazione, cioè il numero di fibre in cui è suddivisa la sezione rocking d'interfaccia, sono stati esaminati due casi: con discretizzazione rettangolare e radiale (Figura 159).

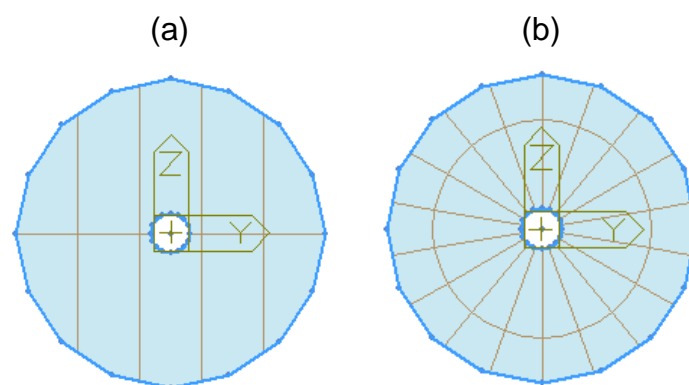


Figura 159. Discretizzazione dell'interfaccia rocking rettangolare (a) e radiale (b). / Rectangular (a) and radial (b) fiber rocking section.

Per la natura bidimensionale delle nostre analisi, è stata scelta la suddivisione di tipo rettangolare in cui la suddivisione delle fibre avviene tagliando la sezione con dei piani paralleli agli assi locali  $Y$  e  $Z$  (Figura 159a). L'influenza del numero di fibre sulla risposta

globale della struttura è stata valutata considerando due diversi valori dell'altezza d'interfaccia rocking precedentemente discussi; ovvero  $L_c$  (Figura 161) e  $0.5L_c$  (Figura 168). In Figura 161 e Figura 162, con la sigla  $A_{NxM}$  è stato indicato il numero di fibre perpendicolari alla direzione locale Y (lettera N) e Z (lettera M), come mostrato in Figura 160.

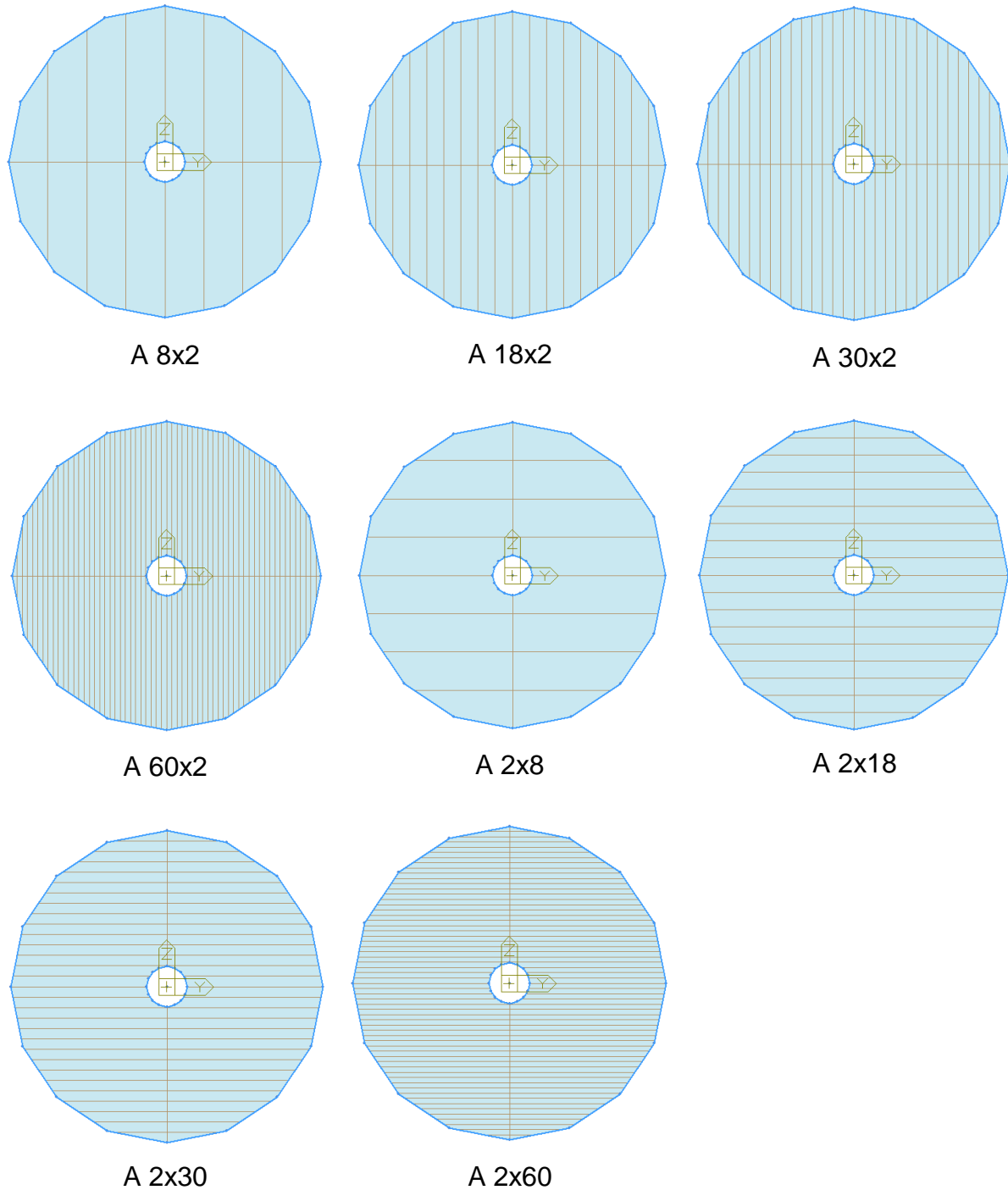


Figura 160. Discretizzazione sezione rocking. / Fiber rocking section.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

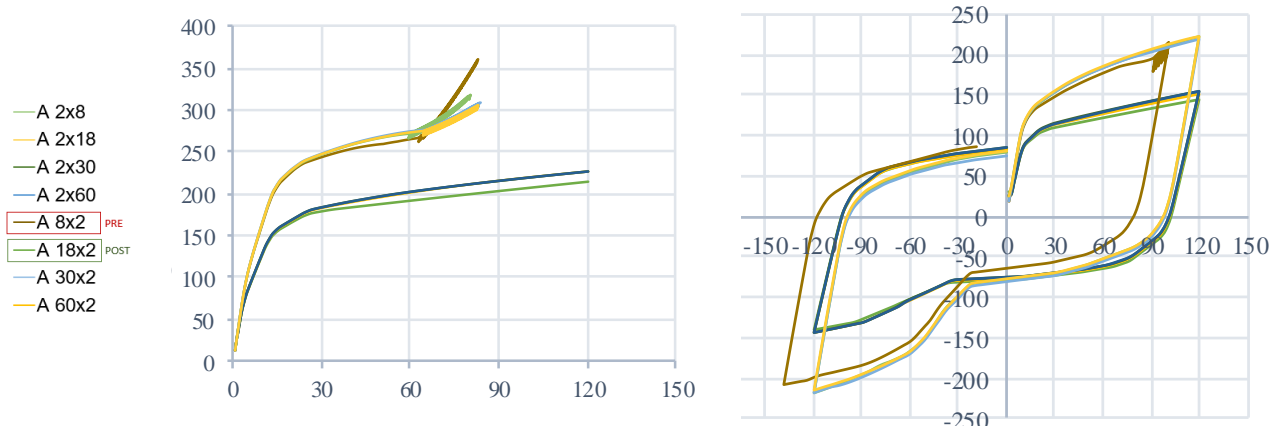


Figura 161. Risposta del modello a fibre con  $L$  pari a  $L_c$  al variare del numero e della direzione delle fibre. / Fiber model response with  $L$  equal to  $L_c$  in function of the number of fibers and the direction of them.

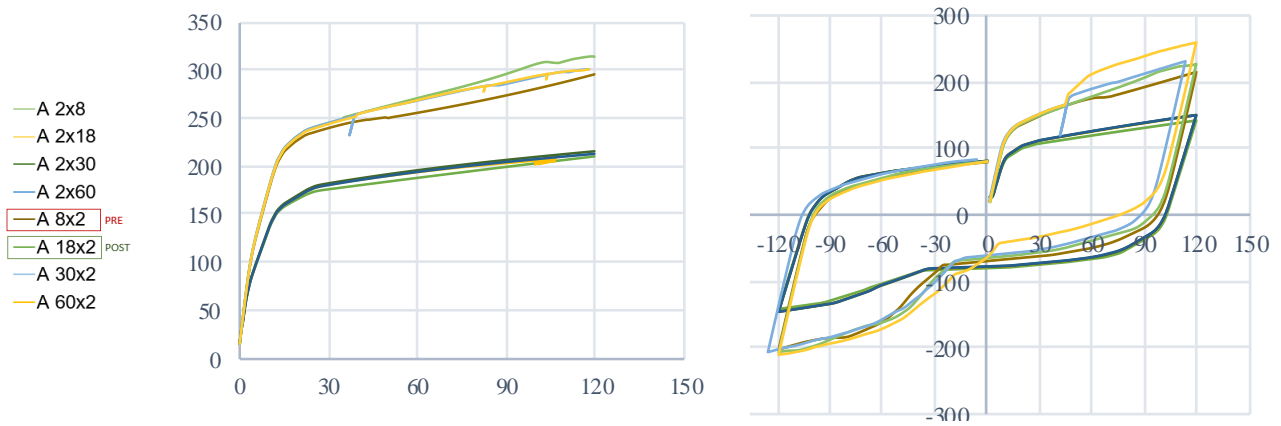


Figura 162. Risposta del modello a fibre con  $L$  pari a  $0.5L_c$  al variare del numero e della direzione delle fibre. / Fiber model response with  $L$  equal to half  $L_c$  in function of the number of fibers and the direction of them.

È possibile notare come i modelli con un numero maggiore di fibre lungo la direzione Z risultano essere più stabili. Questo è giustificato dal fatto che tali modelli risultano meno rigidi. Oltre a confermare quanto detto in precedenza per i modelli con altezza rocking pari a  $L_c$ , si osserva che i modelli A2x8, A2x18, A2x30 e A2x60, caratterizzati da un numero maggiore di fibre lungo l'asse locale Y, possiedono valori di rigidezza e di taglio alla base maggiori rispetto agli altri. Tale risultato è coerente con quanto atteso visto che l'asse locale Y coincide con l'asse di carico. Il modello più stabile è quello con il massimo numero di fibre lungo tale asse (A2x60).

Nei modelli realizzati a monte del processo di parametrizzazione era stata utilizzata la suddivisione A2X8. A seguito del processo di parametrizzazione è stata invece implementata la discretizzazione A2X18 in quanto caratterizzata da risultati monotoni migliori nel ramo plastico e cicli isteretici più stabili rispetto alla precedente suddivisione.

Infine, sono state condotte delle analisi parametriche sulla lunghezza non aderente dei dissipatori isteretici alla base, che era stato un parametro chiave nella modellazione delle pareti con tecnologia rocking. I risultati delle analisi condotte sui dissipatori sono riportati in Figura 163.

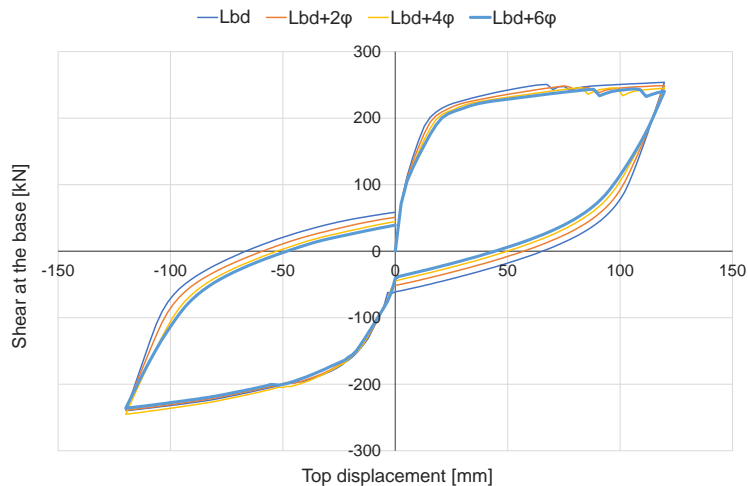


Figura 163. Analisi parametrica della lunghezza non aderente dei dispositivi isteretici alla base delle colonne. / Parametric analysis on total unbonded length of the dissipative devices at the base of the bridge columns.

Sulla base dei risultati ottenuti, e di quanto emerso precedentemente durante lo studio della parete rocking, è stata adottata una lunghezza totale dei dissipatori pari alla larghezza dell'interfaccia rocking alla base più sei volte il diametro dei dissipatori, indicato con il termine  $\phi$ , da ciascun lato.

Tenendo conto delle precedenti valutazioni, è stato condotto un ultimo test confrontando i modelli completi Fb\_I fin qui realizzati, cioè costituiti da entrambe le pile da ponte, con dei modelli semplificati Fb\_M, cioè costituiti da un'unica colonna.

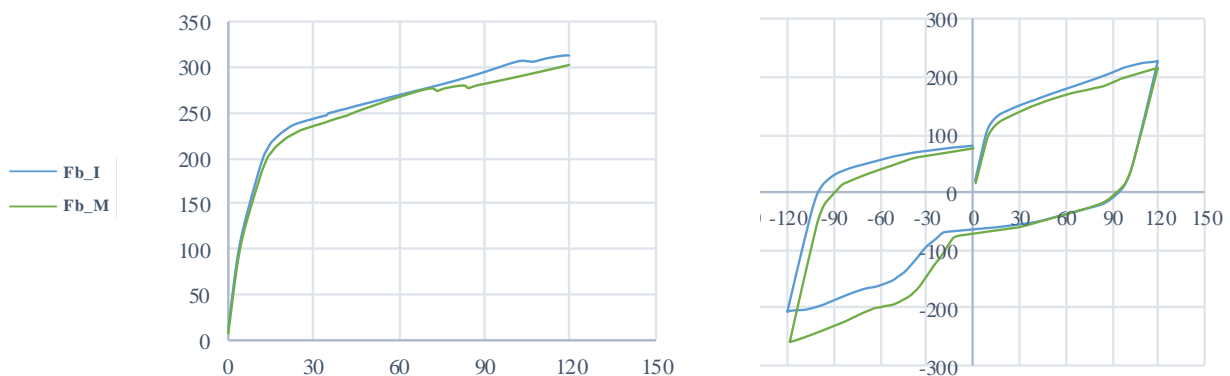


Figura 164. Confronto tra le risposte dei modelli a fibre intero Fb\_I e parziale Fb\_M. / Comparison between full Fb\_I and half Fb\_M fiber model.

Il confronto ha però evidenziato due principali incongruenze: la prima riguarda la prematura perdita di rigidità da parte del modello parziale, mentre la seconda l'eccesso di resistenza,

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

in corrispondenza del ramo di scarico, di quest'ultimo. È quindi consigliato l'utilizzo del modello completo. Sulla base degli studi parametrici condotti sono state rieseguite le analisi time history su ciascun accelerogramma e il confronto tra i risultati sperimentali e quelli numerici è stato riportato da Tabella 30 a Tabella 38 e da Figura 165 a Figura 168.

*Tabella 30. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ1 post-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ1 after parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.*

	P/N	Experimental	Analytical	$\Delta$
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	6.00	7.60	21.09%
	N	-11.50	-10.03	14.67%
$F_h$ [kN]	P	137.10	149.75	8.45%
	N	-93.60	-130.29	28.16%
$M_r$ [kNm]	P	539.10	523.49	2.98%
	N	-435.60	-456.05	4.48%
$F_v$ [kN]	P	294.20	287.94	2.17%
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	436.80	438.55	0.40%
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	453.20	437.84	3.51%
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	425.80	423.72	0.49%
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	435.50	431.52	0.92%

*Tabella 31. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ2 post-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ2 after parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.*

	P/N	Experimental	Analytical	$\Delta$
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	17.70	15.36	15.27%
	N	-24.90	-18.52	34.47%
$F_h$ [kN]	P	192.70	146.90	31.18%
	N	-152.10	-173.66	12.42%
$M_r$ [kNm]	P	826.90	523.70	57.90%
	N	-654.60	-589.37	11.07%
$F_v$ [kN]	P	284.60	277.15	2.69%
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	456.70	438.77	4.09%
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	483.50	440.26	9.82%
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	423.00	427.10	0.96%
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	433.60	421.44	2.89%



Tabella 32. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ3 post-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ3 after parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical	$\Delta$
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	53.10	46.24	14.84%
	N	-57.20	-44.40	28.84%
$F_h$ [kN]	P	242.90	330.44	26.49%
	N	-228.40	-264.76	13.73%
$M_r$ [kNm]	P	966.70	1128.17	14.31%
	N	-922.30	-928.08	0.62%
$F_v$ [kN]	P	212.90	230.48	7.63%
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	538.90	536.90	0.37%
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	572.10	549.29	4.15%
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	421.30	423.72	0.57%
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	433.10	431.52	0.37%

Tabella 33. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ4 post-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ4 after parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical	$\Delta$
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	34.80	31.26	11.33%
	N	-34.90	-35.82	2.57%
$F_h$ [kN]	P	171.00	195.68	12.61%
	N	177.20	171.13	3.55%
$M_r$ [kNm]	P	664.70	683.00	2.68%
	N	-689.90	-600.14	14.96%
$F_v$ [kN]	P	86.80	117.95	26.41%
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	493.80	536.90	8.03%
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	509.50	549.29	7.24%
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	420.30	423.72	0.81%
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	432.50	431.52	0.23%

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

Tabella 34. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ5 post-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ5 after parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical	$\Delta$
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	126.60	111.48	13.56%
	N	-121.30	-118.69	2.20%
$F_h$ [kN]	P	295.40	287.51	2.74%
	N	-293.50	-332.21	11.65%
$M_r$ [kNm]	P	1166.50	966.45	20.70%
	N	-1132.90	-1116.30	1.49%
$F_v$ [kN]	P	277.40	221.39	25.30%
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	727.50	691.08	5.27%
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	733.50	701.95	4.49%
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	403.40	429.13	6.00%
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	422.50	423.04	0.13%

Tabella 35. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ6 post-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ6 after parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical	$\Delta$
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	57.80	66.19	12.68%
	N	-53.90	-62.68	14.00%
$F_h$ [kN]	P	190.50	252.53	24.56%
	N	-197.70	-199.90	1.10%
$M_r$ [kNm]	P	730.40	883.66	17.34%
	N	-759.10	-716.39	5.96%
$F_v$ [kN]	P	123.50	105.85	16.67%
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	533.40	563.52	5.34%
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	542.70	546.55	0.70%
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	401.30	430.07	6.69%
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	420.90	422.45	0.37%

Tabella 36. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ7 post-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ7 after parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical	$\Delta$
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	150.20	124.93	20.23%
	N	-113.80	-95.67	18.95%
$F_h$ [kN]	P	256.70	323.39	20.62%
	N	-307.40	-325.73	5.63%
$M_r$ [kNm]	P	1062.80	1134.25	6.30%
	N	-1243.10	-1119.25	11.07%
$F_v$ [kN]	P	285.40	276.27	3.31%
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	798.40	728.79	9.55%
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	740.50	663.17	11.66%
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	387.80	427.32	9.25%
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	428.40	421.23	1.70%

Tabella 37. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ8 post-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ8 after parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical	$\Delta$
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	164.10	129.02	27.19%
	N	-230.70	-116.31	98.35%
$F_h$ [kN]	P	322.80	344.21	6.63%
	N	-290.50	-227.72	27.57%
$M_r$ [kNm]	P	1236.10	1197.57	3.22%
	N	-1093.10	-798.45	36.90%
$F_v$ [kN]	P	133.20	151.32	11.97%
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	793.60	728.79	8.89%
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	954.90	682.46	39.92%
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	355.70	428.47	16.98%
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	355.80	423.83	16.05%

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

Tabella 38. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ9 post-parametrizzazione con modello a fibre. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ9 after parametrization analysis with fiber model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical	$\Delta$
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	262.30	162.54	61.38%
	N	-170.10	-106.13	60.27%
$F_h$ [kN]	P	259.10	344.21	24.73%
	N	-309.10	-227.72	35.74%
$M_r$ [kNm]	P	972.60	1197.57	18.79%
	N	-1172.90	-798.45	46.90%
$F_v$ [kN]	P	123.50	163.98	24.68%
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	923.30	652.33	41.54%
$F_{PT\_max\_2}$ [kN]	P	814.90	682.46	19.41%
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	271.30	429.19	36.79%
$F_{PT\_res\_2}$ [kN]	P	329.70	423.74	22.19%

In Figura 165, Figura 166, Figura 167 e Figura 168 è riportato il confronto, in termini di spostamento massimo in sommità (positivo e negativo), forza d'inerzia verticale e orizzontale e momento flettente alla base delle colonne, per ciascun input sismico considerato, tra i risultati sperimentali e quanto ottenuto numericamente prima e dopo le analisi di sensibilità condotte sui vari parametri.

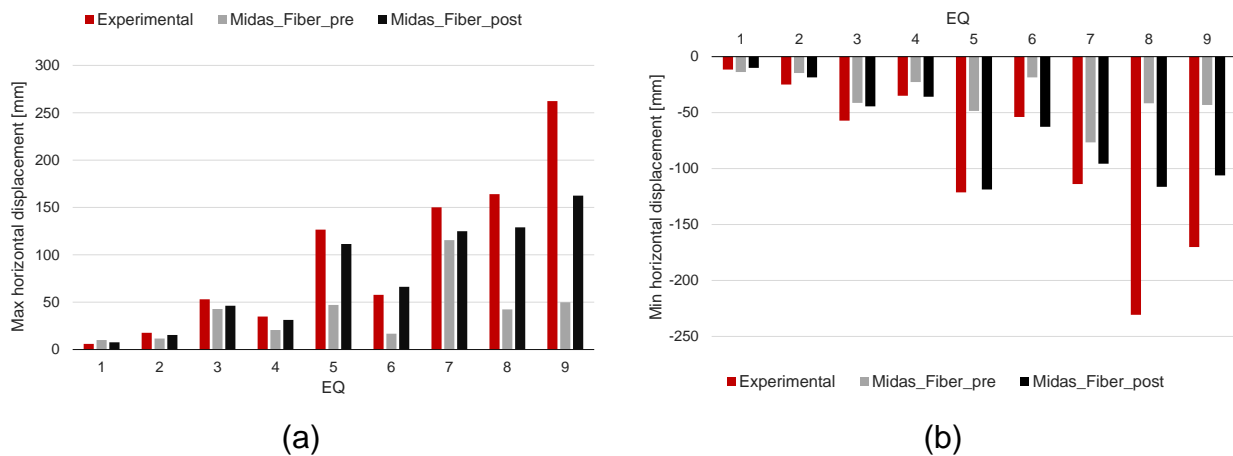


Figura 165. Spostamento massimo (a) e minimo (b) in sommità alle colonne dopo le analisi parametriche. In rosso i risultati sperimentali, in nero quelli numerici ottenuti a seguito delle analisi di parametrizzazione, mentre in grigio quelli ottenuti prima delle analisi di sensibilità dei parametri. / Maximum (a) and minimum (b) displacement at the top of the columns after the parametrization analysis. In red the experimental results, in grey the numerical results before the parametric analysis and in black the numerical results after the sensitivity analysis.

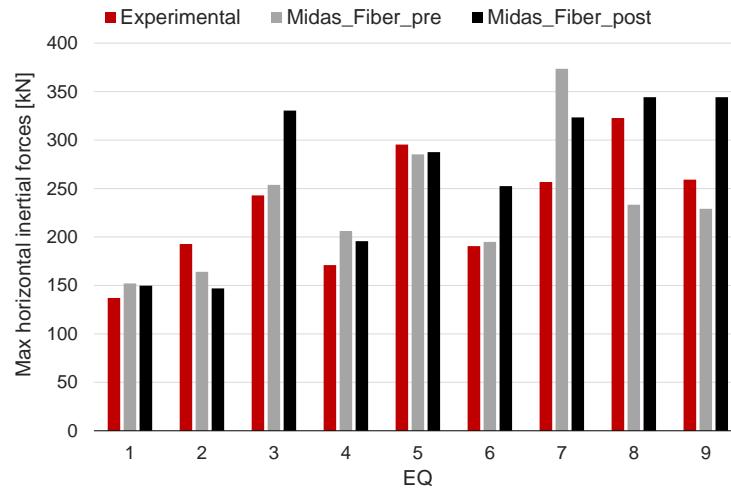


Figura 166. Massima forza di inerzia orizzontale nelle colonne dopo le analisi parametriche. In rosso i risultati sperimentali, in grigio quelli numerici ottenuti a seguito delle analisi di parametrizzazione, mentre in nero quelli ottenuti prima delle analisi di sensibilità dei parametri. / Maximum horizontal inertial force in the columns after the parametrization analysis. In red the experimental results, in grey the numerical results before the parametric analysis and in black the numerical results after the sensitivity analysis.

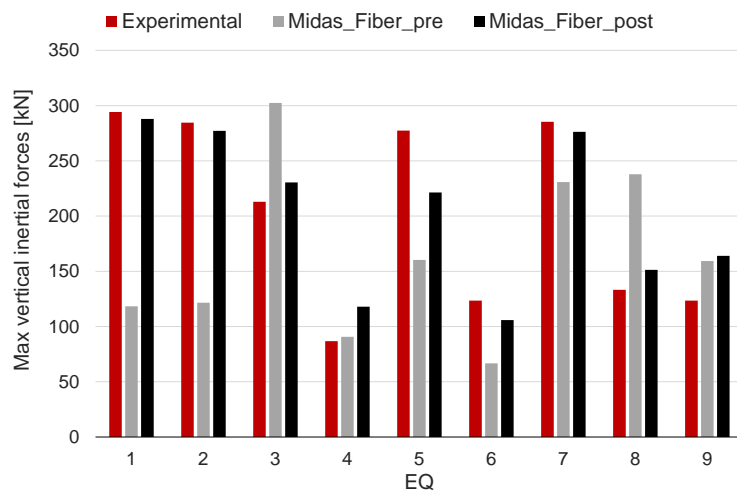


Figura 167. Massima forza di inerzia verticale nelle colonne dopo le analisi parametriche. In rosso i risultati sperimentali, in nero quelli numerici ottenuti a seguito delle analisi di parametrizzazione, mentre in grigio quelli ottenuti prima delle analisi di sensibilità dei parametri. / Maximum vertical inertial force in the columns after the parametrization analysis. In red the experimental results, in grey the numerical results before the parametric analysis and in black the numerical results after the sensitivity analysis.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

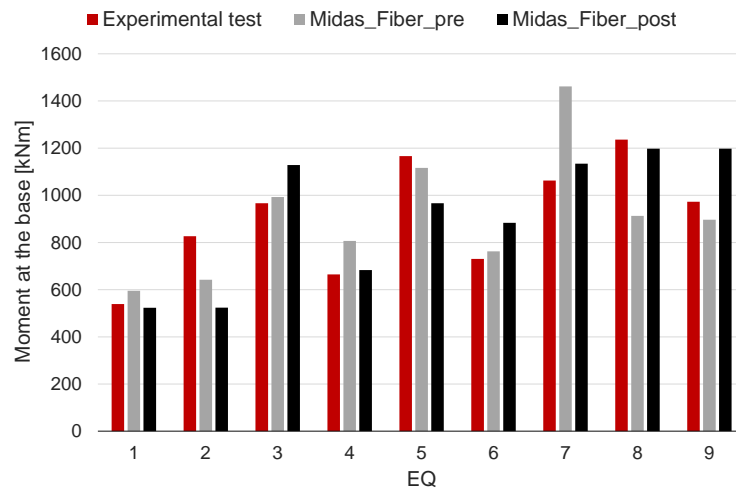


Figura 168. Massimo momento flettente alla base delle colonne dopo le analisi parametriche. In rosso i risultati sperimentali, in nero quelli numerici ottenuti a seguito delle analisi di parametrizzazione, mentre in grigio quelli ottenuti prima delle analisi di sensibilità dei parametri. / Maximum bending moment at the base of the columns after the parametrization analysis. In red the experimental results, in grey the numerical results before the parametric analysis and in black the numerical results after the sensitivity analysis.

In generale è possibile notare una buona correlazione tra i risultati sperimentali e quelli analitici in termini di momento flettente alla base e forza d'inerzia verticale, frutto di un'ottima risposta del modello durante la fase rocking che permette di ben cogliere l'andamento delle accelerazioni verticali. Anche gli spostamenti in sommità, sia per quanto riguarda i valori massimi sia per i valori minimi, mostrano una buona correlazione nei modelli post-parametrizzazione; le differenze più significative si verificano in corrispondenza degli accelerogrammi di massima intensità, cioè EQ8 e EQ9, in cui il modello non riesce a cogliere bene l'oscillazione delle colonne registrata su tavola vibrante (valori fortemente inferiori rispetto a quelli attesi). Si potrebbe quindi desumere che il modello a elementi finiti realizzato in MidasGen è adatto solo per terremoti di piccola o media intensità, mentre per terremoti di grande intensità non riesce a cogliere la reale risposta del sistema, con il rischio di sottostimare i valori di spostamento e accelerazione attesi.

Infine, per quanto riguarda le forze d'inerzia orizzontali per i modelli post-parametrizzazione, si notano delle sovrastime in corrispondenza degli accelerogrammi EQ3, EQ6 e EQ9, in cui il modello sviluppa dei picchi di accelerazione orizzontale molto elevati pur se presenti all'interno della modellazione dei parametri di convergenza stringenti, pari a  $10^{-7}$  (aumentare la convergenza significherebbe incrementare esponenzialmente il tempo di analisi). È infatti stato verificato che aumentando la tolleranza dell'analisi, passando cioè da un valore di  $10^{-7}$  a  $10^{-9}$ , è possibile eliminare i picchi di accelerazioni dovuti a errori computazionali (Figura 169).

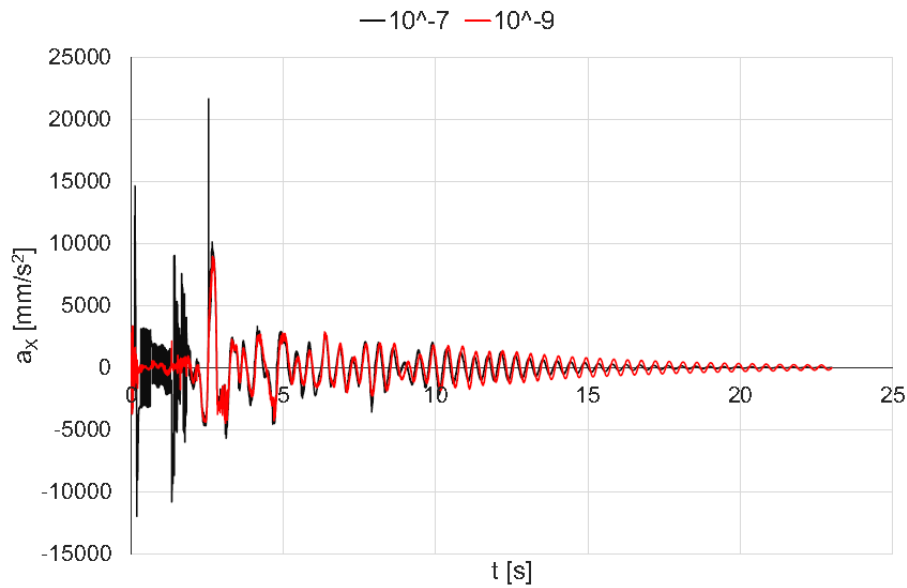


Figura 169. Accelerazione orizzontale  $a_x$  [mm/s<sup>2</sup>] del nodo di controllo al variare della tolleranza ( $10^{-7}$  vs  $10^{-9}$ ). / Horizontal acceleration  $a_x$  [mm/s<sup>2</sup>] at the control point in function of the convergence of the analysis ( $10^{-7}$  vs  $10^{-9}$ ).

L'utilizzo di un fattore di convergenza così stringente causa però, come accennato precedentemente, un aumento del costo computazionale. È stata quindi studiata la possibilità di condurre le analisi con un valore di tolleranza pari a  $10^{-7}$  e successivamente filtrare i risultati (attraverso un apposito algoritmo implementato in Matlab) considerando solo frequenze attendibili per la tipologia di analisi effettuata, cioè all'interno del range 0.1÷25Hz (vedi Figura 170).

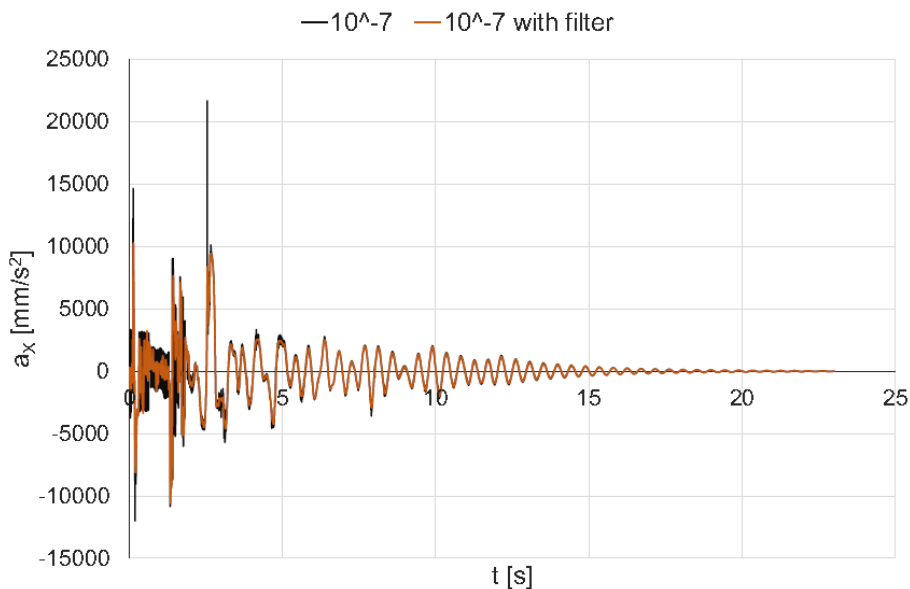


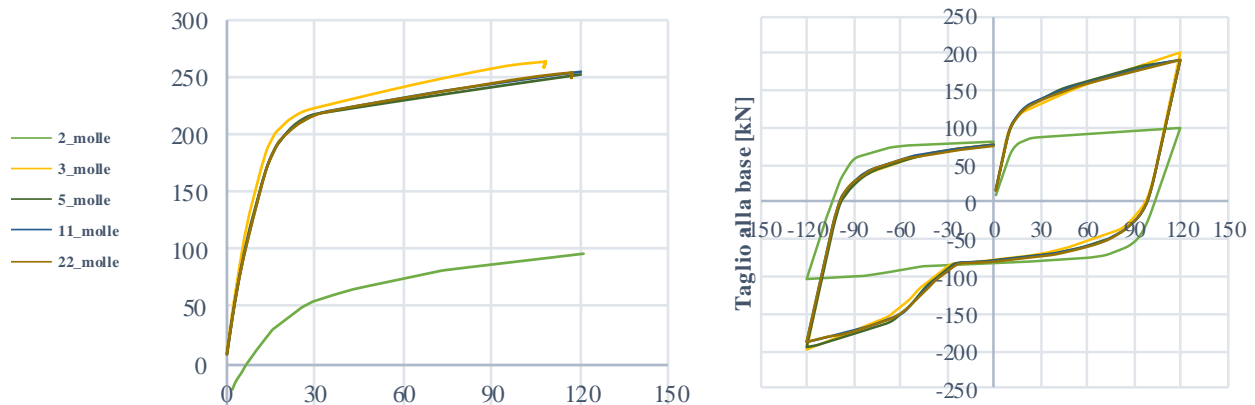
Figura 170. Accelerazione orizzontale  $a_x$  [mm/s<sup>2</sup>] del nodo di controllo prima e dopo l'inserimento del filtro 0.1÷25Hz. / Horizontal acceleration  $a_x$  [mm/s<sup>2</sup>] at the control point in function of the convergence of the analysis after the filter 0.1÷25Hz.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

In generale, quindi, il modello a fibre implementato in MidasGen risulta poco adatto per lo studio dell'andamento delle accelerazioni orizzontali in colonne con tecnologia rocking presente sia alla base sia in sommità.

*Modellazione a molle traslazionali alla base e relativo studio parametrico / Modeling with translational springs at the base and parametric analysis*

È stata infine proposta una modellazione aggiuntiva sulla base di quanto visto precedentemente per il caso della parete, cioè con l'inserimento di un letto di molle traslazionali agenti in sola compressione in corrispondenza dell'interfaccia rocking colonna-fondazione. Sono state condotte delle analisi parametriche di tipo pushover, sia monotone sia cicliche, al fine di indagare l'influenza dei parametri più significativi. Sono stati indagati i seguenti parametri: numero di molle, area e altezza effettiva di ciascuna molla. Il primo parametro analizzato è il numero di molle a compressione in corrispondenza dell'interfaccia rocking (Figura 171).



*Figura 171. Influenza del numero di molle sulla risposta della pila da ponte. / Influence of the number of springs on the rocking column results.*

Nello specifico si osserva che l'utilizzo di sole due molle non consente di ottenere i valori di resistenza attesi, ma causa un evidente sottostima della risposta della colonna. Aumentando il numero di molle, invece, la risposta migliora. Sulla base dei risultati ottenuti è consigliato l'utilizzo di un minimo di tre molle collocate al centro e alle due estremità della zona di contatto colonna-fondazione.

Il secondo parametro indagato è l'area di influenza di ciascuna molla. La rigidezza di ciascuna molla dipende linearmente dall'area d'influenza. Quest'ultima deve essere valutata tenendo conto dell'effettiva posizione delle molle stesse. In questo caso, per semplicità, è stata assegnata a ciascuna molla l'area di influenza calcolata come media sul numero totale di molle totale. Così facendo tutte le molle hanno la stessa rigidezza ( $k$  costante). Questo approccio causa una sovrastima del taglio alla base che può essere dovuta al



comportamento delle molle di estremità; esse, infatti, acquisiscono maggiore rigidità rispetto al caso in cui si considera l'area effettiva (cioè con  $K$  pari a  $K(A_i)$ ).

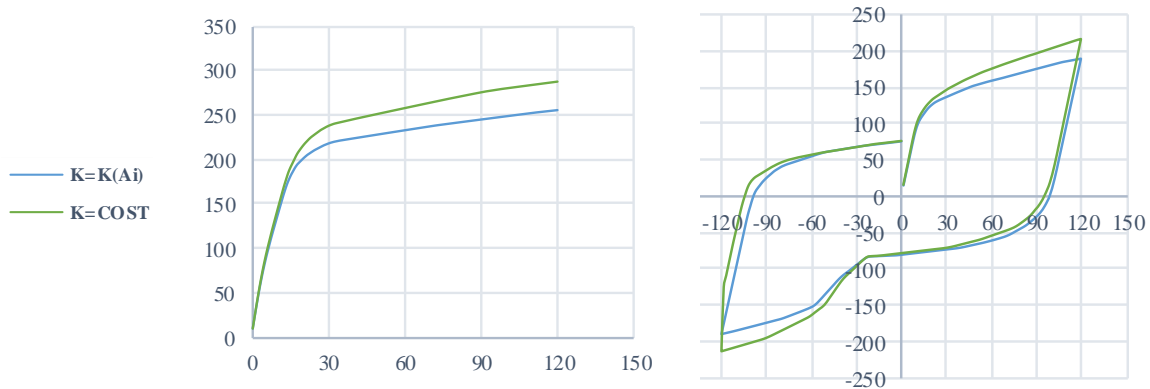


Figura 172. Influenza dell'area di influenza delle molle sulla risposta della pila da ponte. / Influence of the springs' influence area on the rocking column results.

Infine, è stata indagata la lunghezza effettiva delle molle. Quest'ultime durante la modellazione hanno lunghezza nulla; tuttavia, il materiale utilizzato per questi elementi, seppur di lunghezza nulla, ha una lunghezza effettiva  $H$  incorporata nel suo legame costitutivo e introdotta nel calcolo della rigidità. Sono stati considerati tre differenti valori di  $H$  pari a  $0.25D$ ,  $0.5D$  e  $D$ ; dove  $D$  è il diametro della sezione della colonna.

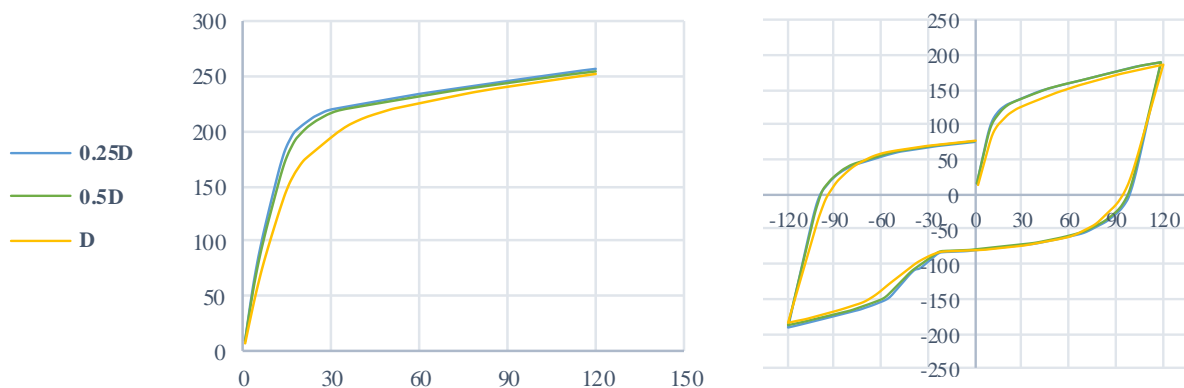


Figura 173. Influenza della lunghezza delle molle sulla risposta della pila da ponte. / Influence of the springs' length on the rocking column results.

Il confronto evidenzia una perdita prematura di rigidità passando da  $0.25D$  a  $D$ . È quindi consigliato l'utilizzo di un valore intermedio alle due configurazioni, cioè pari a  $0.5D$ . Infine, come fatto precedentemente per il modello a fibre, anche in questo caso è stato effettuato un confronto tra il modello parziale  $Ms_I$  e quello completo  $Ms_M$ .

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

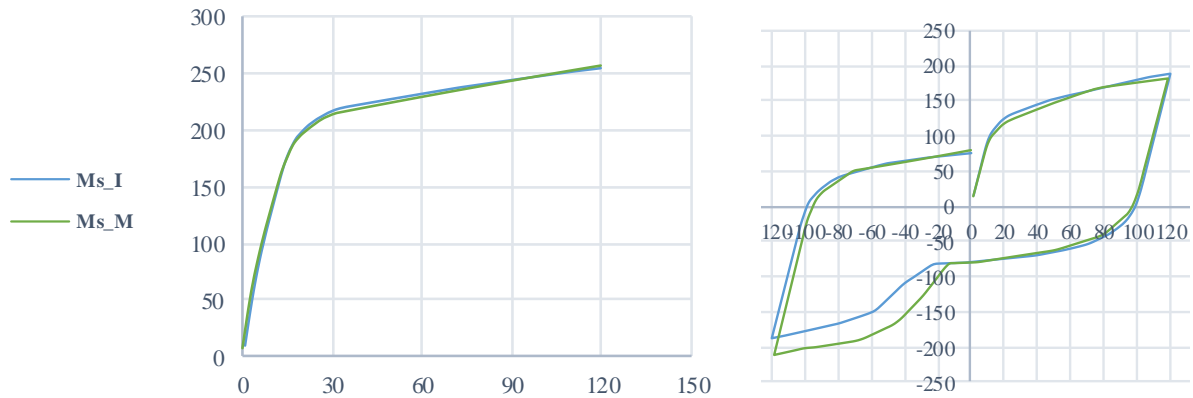


Figura 174. Confronto tra le risposte dei modelli a fibre intero  $M_{s_I}$  e parziale  $M_{s_M}$ . / Comparison between full  $M_{s_I}$  and half  $M_{s_M}$  fiber model.

Si nota che il modello  $M_{s_M}$  riesce, globalmente, a rappresentare il comportamento del modello  $M_{s_I}$ .

Sulla base dei parametri analizzati e utilizzando il modello parziale, cioè relativo alla singola colonna rocking, sono state effettuate le analisi time history con fattore di smorzamento pari al 2% e proporzionale sia alle masse sia alle rigidezze (anche questo fattore è stato deciso a valle di una specifica analisi di sensibilità). I risultati sono stati riportati nelle tabelle seguenti (da Tabella 39 a Tabella 47) e sono stati confrontati con quanto ottenuto sperimentalmente. I valori analitici che si discostano maggiormente dai risultati sperimentali sono stati evidenziati in grigio.

Tabella 39. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ1 post-parametrizzazione con modello a molle traslazionali. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ1 after parametrization analysis with translational springs model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	6.00	8.85
	N	-11.50	-12.35
$F_h$ [kN]	P	137.10	584.73
	N	-93.60	-1179.12
$M_r$ [kNm]	P	539.10	558.30
	N	-435.60	-521.53
$F_v$ [kN]	P	294.20	5236.83
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	436.80	434.12
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	425.80	428.49

Tabella 40. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ2 post-parametrizzazione con modello a molle traslazionali. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ2 after parametrization analysis with translational springs model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	17.70	24.54
	N	-24.90	-28.10
$F_h$ [kN]	P	192.70	244.53
	N	-152.10	-230.54
$M_r$ [kNm]	P	826.90	943.23
	N	-654.60	-919.01
$F_v$ [kN]	P	284.60	312.84
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	456.70	458.62
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	423.00	425.23

Tabella 41. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ3 post-parametrizzazione con modello a molle traslazionali. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ3 after parametrization analysis with translational springs model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	53.10	49.42
	N	-57.20	-43.73
$F_h$ [kN]	P	242.90	2984.45
	N	-228.40	-4580.16
$M_r$ [kNm]	P	966.70	10177.61
	N	-922.30	-14022.84
$F_v$ [kN]	P	212.90	3431.63
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	538.90	515.94
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	421.30	425.07

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

Tabella 42. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ4 post-parametrizzazione con modello a molle traslazionali. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ4 after parametrization analysis with translational springs model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	34.80	28.63
	N	-34.90	-29.42
$F_h$ [kN]	P	171.00	303.23
	N	-177.20	-255.95
$M_r$ [kNm]	P	664.70	776.10
	N	-689.90	-824.86
$F_v$ [kN]	P	86.80	243.98
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	493.80	532.86
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	420.30	412.31

Tabella 43. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ5 post-parametrizzazione con modello a molle traslazionali. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ5 after parametrization analysis with translational springs model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	126.60	94.54
	N	-121.30	-121.49
$F_h$ [kN]	P	295.40	443.45
	N	-293.50	-256.94
$M_r$ [kNm]	P	1166.50	1509.75
	N	-1132.90	-942.24
$F_v$ [kN]	P	277.40	525.80
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	727.50	612.26
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	403.40	428.46

Tabella 44. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ6 post-parametrizzazione con modello a molle traslazionali. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ6 after parametrization analysis with translational springs model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	57.80	43.91
	N	-53.90	-54.36
$F_h$ [kN]	P	190.50	276.32
	N	-197.70	-203.30
$M_r$ [kNm]	P	730.40	940.21
	N	-759.10	-873.20
$F_v$ [kN]	P	123.50	489.14
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	533.40	520.63
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	401.30	442.30

Tabella 45. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ7 post-parametrizzazione con modello a molle traslazionali. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ7 after parametrization analysis with translational springs model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	150.20	112.99
	N	-113.80	-87.51
$F_h$ [kN]	P	256.70	340.29
	N	-307.40	-560.86
$M_r$ [kNm]	P	1062.80	1121.08
	N	-1243.10	-1910.39
$F_v$ [kN]	P	285.40	3185.98
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	798.40	660.57
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	387.80	421.43

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

Tabella 46. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ8 post-parametrizzazione con modello a molle traslazionali. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ8 after parametrization analysis with translational springs model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	164.10	102.13
	N	-230.70	-111.73
$F_h$ [kN]	P	322.80	221.23
	N	-290.50	-225.55
$M_r$ [kNm]	P	1236.10	748.98
	N	-1093.10	-785.16
$F_v$ [kN]	P	133.20	3085.98
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	793.60	650.57
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	355.70	434.79

Tabella 47. Confronto tra risultati sperimentali e analitici per l'input sismico EQ9 post-parametrizzazione con modello a molle traslazionali. Nota: P=direzione positiva, N=direzione negativa. / Comparison between experimental and analytical results for EQ9 after parametrization analysis with translational springs model. Note: P=positive direction, N=negative direction.

	P/N	Experimental	Analytical
$\Delta_{top\_max}$ [mm]	P	262.30	174.96
	N	-170.10	-93.12
$F_h$ [kN]	P	259.10	210.81
	N	-309.10	-243.17
$M_r$ [kNm]	P	972.60	753.03
	N	-1172.90	-844.59
$F_v$ [kN]	P	123.50	3028.02
$F_{PT\_max\_1}$ [kN]	P	923.30	1101.32
$F_{PT\_res\_1}$ [kN]	P	271.30	365.26

Sulla base dei risultati ottenuti è possibile affermare che il modello a fibre è idoneo a rappresentare il comportamento ricentrante della colonna con tecnologia rocking, mentre il modello a molle traslazionali alla base è meno adatto in quanto è caratterizzato da valori di spostamento e accelerazione che in certi casi risultano significativamente differenti rispetto a quanto ottenuto sperimentalmente.

I nuovi parametri utilizzati per la modellazione a fibre con il software MidasGen permettono di ottenere degli importanti miglioramenti in termini di spostamento massimo in sommità e forze di inerzia laterale. Le principali modifiche della modellazione hanno interessato la

modifica dei seguenti parametri: discretizzazione a fibre della zona rocking all'interfaccia parete-fondazione (da A\_8x2 a A\_18x2), lunghezza non aderente dei dissipatori isteretici alla base (lunghezza non aderente iniziale più sei volte il diametro dei dissipatori, da ciascun lato), rigidità del calcestruzzo confinato (60% del modulo elastico iniziale del calcestruzzo) e altezza della zona rocking (50% della larghezza della colonna).

### Risultati OpenSEES / OpenSEES results

È stata inizialmente condotta un'analisi statica non lineare del modello a elementi finiti realizzato in OpenSEES, riportata in Figura 175, al fine di validare le scelte di modellazione implementate, tra cui l'inserimento di un'interfaccia rocking di estensione pari al 50% della larghezza della colonna, e tarare i parametri di convergenza.

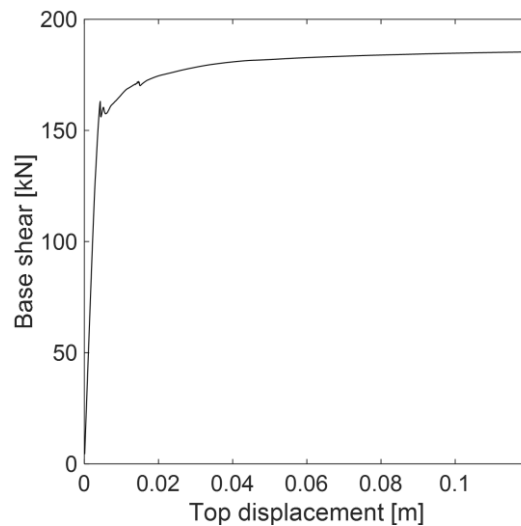


Figura 175. Analisi statica non lineare condotta in OpenSEES. / Static non linear analyses in OpenSEES.

Successivamente, partendo dallo stesso modello utilizzato per l'analisi pushover, è stata implementata l'analisi time history sottoponendo le colonne rocking ai nove input sismici definiti precedentemente. Gli input sismici sono stati analizzati all'interno del modello in successione, cioè tenendo conto di volta in volta degli accelerogrammi precedenti.

I risultati ottenuti con OpenSEES sono presentati in termini di taglio alla base e spostamento in sommità. In Figura 176 e Figura 179 con le linee rosse tratteggiate sono indicati i valori sperimentali di spostamento in sommità.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

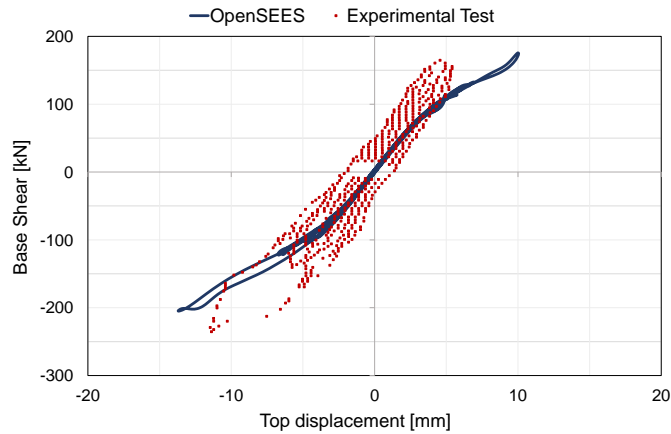


Figura 176. Diagramma taglio-spostamento EQ1 per il modello a fibre realizzato in OpenSEES. In rosso I risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici. / Shear-displacement response of EQ1 for the fiber model with the software OpenSEES. Red points indicate the experimental results, while black points indicate the numerical results.

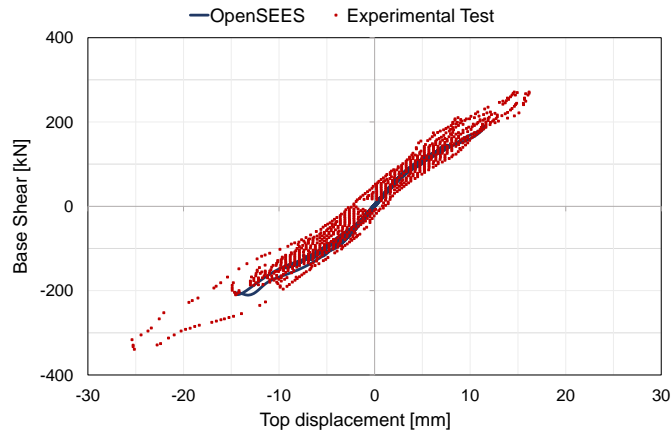


Figura 177. Diagramma taglio-spostamento EQ2 per il modello a fibre realizzato in OpenSEES. In rosso I risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici. / Shear-displacement response of EQ2 for the fiber model with the software OpenSEES. Red points indicate the experimental results, while black points indicate the numerical results.

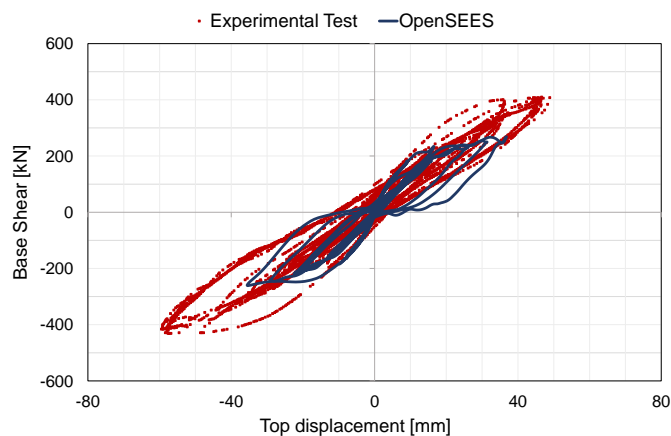


Figura 178. Diagramma taglio-spostamento EQ3 per il modello a fibre realizzato in OpenSEES. In rosso I risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici. / Shear-displacement response of EQ3 for the fiber model with the software OpenSEES. Red points indicate the experimental results, while black points indicate the numerical results.



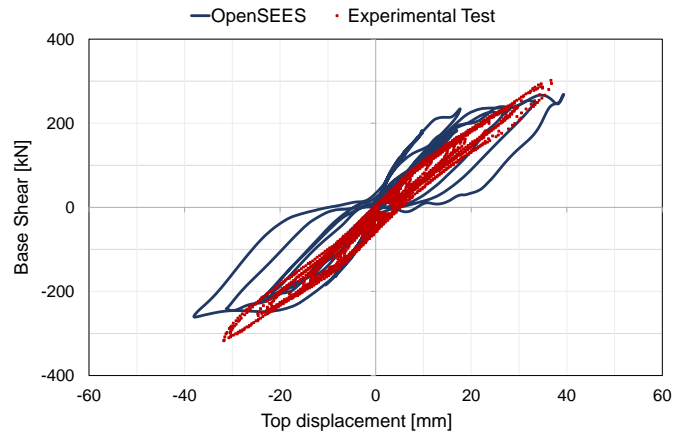


Figura 179. Diagramma taglio-spostamento EQ4 per il modello a fibre realizzato in OpenSEES. In rosso I risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici. / Shear-displacement response of EQ4 for the fiber model with the software OpenSEES. Red points indicate the experimental results, while black points indicate the numerical results.

È importante sottolineare che inizialmente l'input sismico EQ4 ha evidenziato la nascita di picchi di accelerazione durante le fasi di chiusura del gap all'interfaccia colonna-fondazione causati dal valore di convergenza adottato durante l'analisi. Infatti, sono stati scelti dei fattori di convergenza omogenei per ciascun input sismico al fine di poter effettuare dei confronti tra i risultati ottenuti. L'incremento del fattore di convergenza ha permesso di eliminare tale errore.

È stato constatato che l'accelerogramma EQ5 è l'input sismico più significativo per la calibrazione dei parametri nella modellazione (Figura 180).

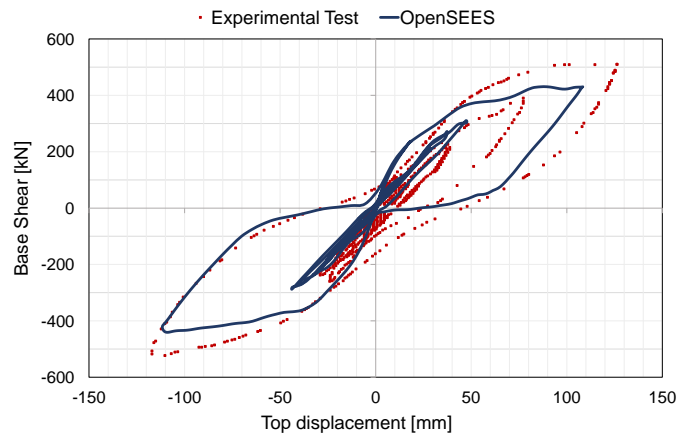


Figura 180. Diagramma taglio-spostamento EQ5 per il modello a fibre realizzato in OpenSEES. In rosso I risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici. / Shear-displacement response of EQ5 for the fiber model with the software OpenSEES. Red points indicate the experimental results, while black points indicate the numerical results.

Figura 180 mostra una netta somiglianza tra i risultati sperimentali e quelli analitici, con una differenza in termini di spostamento massimo non superiore al 2%.

Per le analisi dinamiche non lineari successive non è stata implementata tutta la successione degli accelerogrammi, ma unicamente è stato di volta in volta implementato e

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

analizzato il singolo input sismico. Come fatto precedentemente, sono riportati i risultati in termini di spostamento in sommità e taglio alla base.

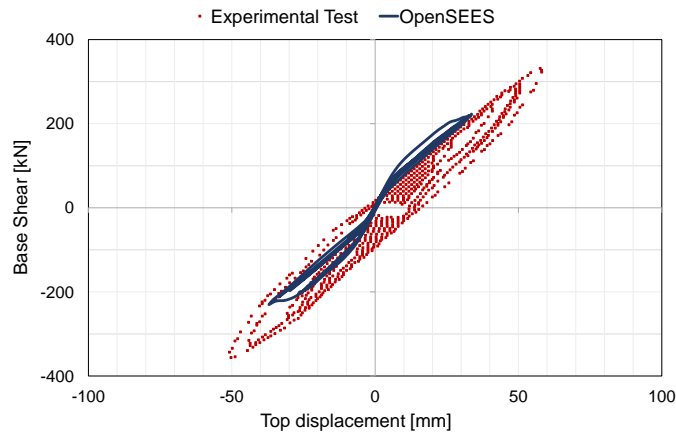


Figura 181. Diagramma taglio-spostamento EQ6 per il modello a fibre realizzato in OpenSEES. In rosso I risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici. / Shear-displacement response of EQ6 for the fiber model with the software OpenSEES. Red points indicate the experimental results, while black points indicate the numerical results.

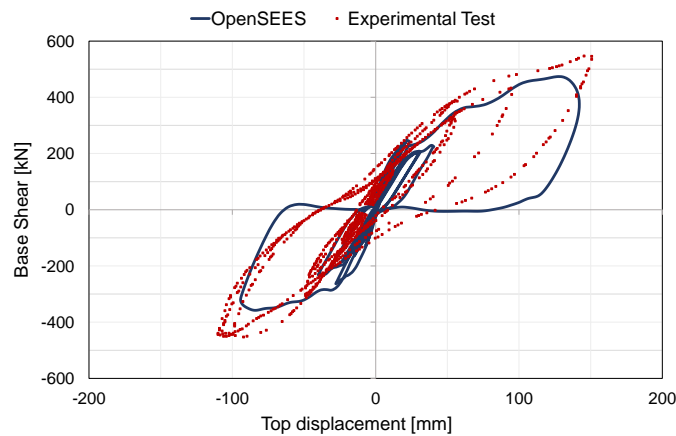


Figura 182. Diagramma taglio-spostamento EQ7 per il modello a fibre realizzato in OpenSEES. In rosso I risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici. / Shear-displacement response of EQ7 for the fiber model with the software OpenSEES. Red points indicate the experimental results, while black points indicate the numerical results.

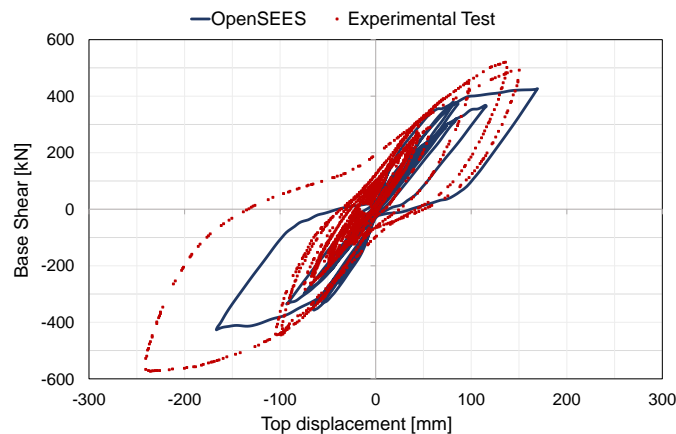


Figura 183. Diagramma taglio-spostamento EQ8 per il modello a fibre realizzato in OpenSEES. In rosso I risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici. / Shear-displacement response of EQ8 for the fiber model with the software OpenSEES. Red points indicate the experimental results, while black points indicate the numerical results.

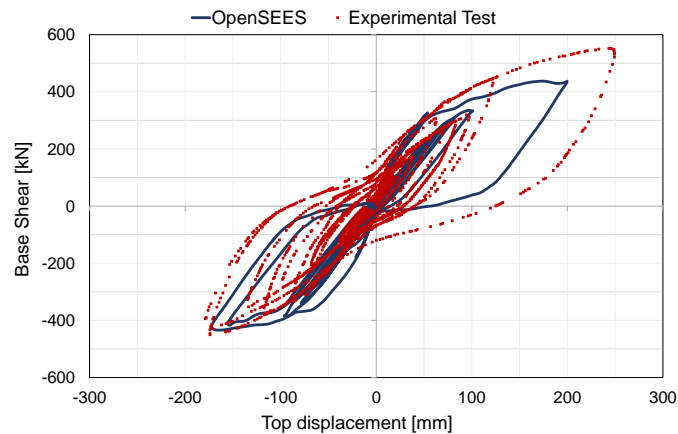


Figura 184. Diagramma taglio-spostamento EQ9 per il modello a fibre realizzato in OpenSEES. In rosso I risultati sperimentali, mentre in nero quelli numerici. / Shear-displacement response of EQ9 for the fiber model with the software OpenSEES. Red points indicate the experimental results, while black points indicate the numerical results.

I risultati, come mostrato nel capitolo successivo, risultano prossimi ai valori sperimentali. La sottostima dei valori di spostamento massimo in testa dall'accelerogramma EQ6 al EQ9 può essere giustificata dall'aver considerato, durante queste analisi, per motivi computazionali, il singolo input sismico e non la successione degli accelerogrammi (come invece fatto nelle analisi post-parametrizzazione in MidasGen).

#### Confronto tra risultati numerici (MidasGen e OpenSEES) e sperimentali / Comparison between numerical (MidasGen and OpenSEES) and experimental results

Nei grafici seguenti di Figura 185 è stato proposto un confronto tra i risultati sperimentali e quanto emerso dalle analisi a elementi finiti inizialmente condotte in MidasGen e successivamente in OpenSEES in termini di spostamento massimo e minimo registrato in sommità alle colonne con tecnologia rocking. Con le indicazioni 'pre' e 'post' si vogliono indicare, rispettivamente, i risultati ottenuti prima e dopo l'analisi di sensibilità condotta sui principali parametri, cioè prima e dopo la conoscenza dei risultati sperimentali che hanno permesso la calibrazione dei modelli.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

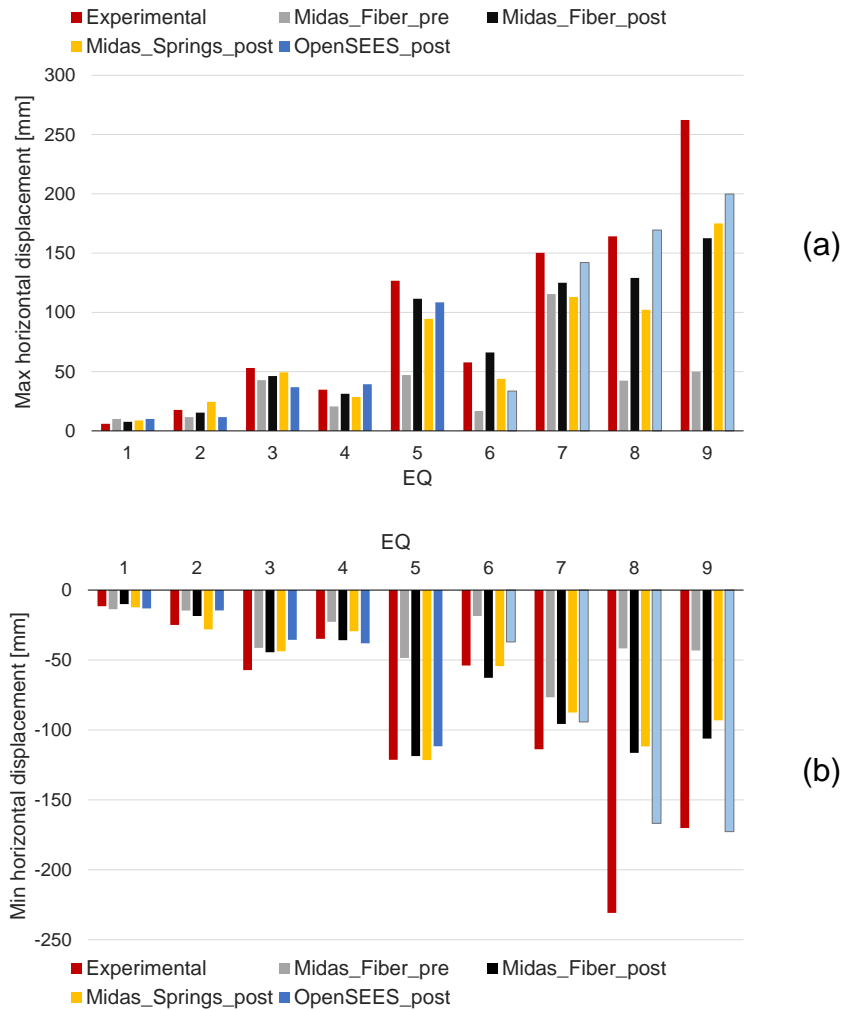


Figura 185. Confronto tra risultati numerici (MidasGen e OpenSEES) e sperimentali in termini di spostamento in testa alle colonne. Nota: I risultati di OpenSEES ottenuti con il singolo accelerogramma, cioè senza considerare la storia sismica precedente e quindi gli input sismici 6, 7, 8 e 9, sono stati rappresentati in azzurro chiaro. / Comparison between numerical (MidasGen and OpenSEES) and experimental results in terms of displacement at the top of the columns. Note: The results of OpenSEES obtained with the single ground motion, that is without considering the previous seismic history (EQ6, EQ7, EQ8 and EQ9), have been represented in light blue.

Da quanto emerso è possibile constatare che la modellazione migliore, indipendentemente dal software di analisi a elementi finiti utilizzato, è quella con elementi a fibre in corrispondenza dell'interfaccia rocking. Per quanto riguarda la modellazione a fibre, in media l'utilizzo del software OpenSEES ha permesso di ottenere dei valori di spostamento in testa alla colonna più prossimi a quelli sperimentali rispetto a quanto ottenuto con MidasGen nel caso di terremoti con livelli di intensità sismica medio-alta; mentre il software MidasGen è risultato migliore nel caso di input sismici di intensità sismica bassa (nello specifico i primi quattro accelerogrammi).

Le due principali differenze tra la modellazione in MidasGen e quella in OpenSEES sono state rappresentate dal diverso livello di convergenza richiesto, superiore in OpenSEES e

pari a  $10^{-7}$ , e all'inserimento degli accelerogrammi in successione (nel caso di MidasGen) o singolarmente (nel caso di OpenSEES).

Il modello parziale con molle traslazionali alla base della colonna e agenti in sola compressione, seppur caratterizzato da tempi di analisi significativamente inferiori rispetto al modello completo a fibre, fornisce dei risultati peggiori rispetto a quest'ultimo a causa della notevole semplificazione utilizzata.

### 3. MODELING OF ROCKING COLUMN

#### *Osservazioni finali / Final observations*

È stata studiata la modellazione a elementi finiti di colonne, o meglio pile da ponte, con tecnologia rocking, in grado di dissipare grandi quantità di energia e ridurre il danno alla base grazie allo sviluppo di un'oscillazione controllata nelle zone di interfaccia, cioè tra colonna e fondazione e tra colonna e blocco in sommità.

Partendo dal caso studio esaminato presso l'Università della California a Berkeley, negli Stati Uniti, in cui sono stati condotti dei test su tavola vibrante su due colonne rocking in scala 1 a 3 utilizzate come pile da ponte, è stata effettuata la modellazione a elementi finiti di questa tipologia di elementi e successivamente i risultati sono stati confrontati con quanto ottenuto sperimentalmente. La modellazione è stata condotta sia in ambiente MidasGen sia in ambiente OpenSEES. È stata inizialmente effettuata una modellazione a fibre suddividendo la sezione della colonna in aree con calcestruzzo confinato, calcestruzzo non confinato e rocking all'interfaccia, ognuna caratterizzata da uno specifico legame costitutivo di tipo non lineare. Successivamente è stata proposta una modellazione con molle traslazionali agenti in sola compressione nella zona rocking nel caso di modello parziale, cioè costituito da un'unica colonna. Per entrambe le modellazioni sono state effettuate delle analisi parametriche al fine di studiare la sensibilità dei vari parametri e, una volta noti i risultati sperimentali, tarare i modelli sulla base di questi.

I risultati numerici ottenuti con il modello a fibre, che è risultato migliore rispetto a quello a molle traslazionali, mostrano una netta somiglianza con i risultati sperimentali sia in termini di spostamento massimo in sommità sia in termini di forze d'inerzia laterale, cioè accelerazioni orizzontali, e forze di post-tensione massime e residue in corrispondenza dei cavi post-tesi non aderenti collocati all'interno delle colonne. Sono invece presenti delle differenze significative in termini di forze d'inerzia verticali in quanto i modelli non risultano idonei per prevedere le reali accelerazioni verticali alla base e in sommità alla struttura, cioè nell'istante di sollevamento e successiva chiusura del gap all'interfaccia colonna-fondazione e/o colonna-blocco in sommità.

## *Referenze / References*

Y. Xie, J. Zhang, W. Xi, Effectiveness evaluation and optimal design of nonlinear viscous dampers for inelastic structures under pulse-type ground motions, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 2018. Doi: 10.1002/eqe.3109.

E. Dimitrakopoulos, T. Paraskeva, Seismic Reliability Assessment of Rocking Behaviour under near-fault Excitations, *COMPDYN 5<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Crete Island, Greece, 2015. Doi: 10.7712/120115.3477.709.

A.I. Giouvanidis, E. Dimitrakopoulos, Nonsmooth Modelling of Impacts in Rocking Structures with Poisson's Law, *6<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rhodes Island, Greece, 15–17 June 2007. Doi: 10.7712/120117.5616.17632.

A. Nema, Development of Low Seismic Damage Structural Systems A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Structural Engineering, University of California, San Diego, 2018.

MidasGEN, Gyeonggido, Korea: MIDAS Information Technologies Co. Ltd., 2019.

J.I. Restrepo, A. Rahman, Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators. *J Struct Eng* 133(11):15601570, 2007. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560).

J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *J. Struct. Eng.*, 114(8):1804-1826, 1988.

F. McKenna, G. Fenves, M. Scott, Opens system for earthquake engineering simulation, Berkeley CA, University of California, 2000.

G. Guerrini, J.I. Restrepo, Seismic response of composite concrete-dual steel shell columns for accelerated bridge construction. *7<sup>th</sup> National Seismic Conference on Bridges and Highways*, MCEER, State University of New York, Buffalo, NY, 2013.

G. Guerrini, J.I. Restrepo, A. Vervelidis, M. Massari, Self-centering precast concrete dual-steel-shell columns for accelerated bridge construction: seismic performance, analysis. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 2015.

J.I. Restrepo, L.L. Dodd, R. Park, N. Cooke, Variables affecting cyclic behavior of reinforcing steel, *Journal of Structural Engineering*, 120(11), 1994. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:11(3178).

Documentation related to Blind Prediction Contest on the Shaking Table Tests for a 1/3-Scale Bridge Bent with Resilient Columns, 2017.





#### **4. ESTENSIONE DELL'APPROCCIO PARAMETRICO ADIMENSIONALE PER LA PROGETTAZIONE DEI CAVI POST- TESI E DEI DISSIPATORI IN PARETI ROCKING DI TIPO PREFABBRICATO / A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS**

Al fine di sviluppare una procedura di progettazione per l'inserimento dei cavi post-tesi e degli elementi isteretici dissipativi in sistemi ibridi, sono state condotte numerose analisi sul comportamento globale della parete ricentrante per evitare, prima del raggiungimento dello spostamento di progetto, la nascita di qualsiasi meccanismo fragile. È infatti opportuno sottolineare che la snellezza e la rigidità della parete, così come la quantità di cavi post-tesi ed elementi dissipativi, influenzano fortemente il comportamento finale del sistema (Mpampatsikos et al., 2020).

Questo studio, che è confluito all'interno dell'articolo di Mpampatsikos et al. (2020), ha permesso di definire delle linee guida per i progettisti per la scelta del tipo e della posizione dei cavi post-tesi e dei dispositivi dissipativi in funzione della domanda di momento flettente e dello spostamento target richiesti. L'obiettivo principale è stato quello di sviluppare, prima concettualmente e dopo numericamente e analiticamente, un approccio in grado di definire le caratteristiche principali di una parete con tecnologia ibrida (cioè di una parete rocking con dissipatori isteretici alla base) al fine di soddisfare le richieste progettuali in termini di capacità ricentrante, momento flettente e spostamento in sommità.

## 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

### *Introduzione / Introduction*

I riferimenti utilizzati per lo sviluppo del lavoro sono stati Mpampatsikos (2009) e le linee guida contenute all'interno dei manuali di progettazione 'American Concrete Institute' (ACI ITG-5.1, 2008; ACI ITG-5.2, 2009). Mpampatsikos (2009) ha sviluppato un approccio parametrico adimensionale coerente con il Performance-Based Design. Gli step principali di questo approccio sono così definiti: i) definizione della massima rotazione del setto in funzione dell'azione sismica di progetto (ACI ITG-5.2 (2009) suggerisce un valore pari al 3% e asserisce che il drift in corrispondenza della capacità flessionale massima dovrebbe essere uguale o superiore a 1.5 volte il drift allo spostamento di progetto); ii) definizione della capacità ricentrante desiderata (ACI ITG-5.2 (2009) prevede un capacità dei dissipatori alla base almeno pari al 25% dello sforzo flessionale nominale della parete); iii) definizione di un sistema equivalente a un solo grado di libertà (SDoF); iv) progettazione del collegamento tra parete e fondazione; v) scelta di un set di accelerogrammi; vi) esecuzione dell'analisi dinamica non lineare al fine di validare i parametri di progetto in funzione delle ipotesi fatte (rotazione alla base della parete). Successivamente è necessario ripetere gli step per ogni stato limite. La quantità e la posizione dei cavi post-tesi e dei dissipatori sarà determinata in funzione delle condizioni più stringenti. Infine, definizione dei parametri ottimali per la parete rocking al fine di limitare quanto più possibile il danno, tenendo in considerazione l'influenza dei modi di vibrare superiori della struttura.

L'armatura longitudinale della parete viene determinata in un secondo momento al fine di limitare il danno alle condizioni ultime e fornire un confinamento sufficiente alle estremità della parete (direttamente coinvolte dal dondolio). Il confinamento è necessario al fine di garantire un'adeguata resistenza a compressione durante il processo di sollevamento e abbassamento della parete stessa (Restrepo et al., 2007; Belleri et al., 2014).

Questo metodo porta alla definizione dei cavi post-tesi e dei dissipatori all'interfaccia parete-fondazione in grado di controllare il comportamento sismico della parete.

### *Descrizione / Description*

All'interno dello studio condotto da Mpampatsikos (2009) è stato definito un sistema di sei equazioni in sei incognite al fine di relazionare ed esprimere in forma analitica i parametri principali per la progettazione di una parete con tecnologia ibrida.

$$\theta_b = \theta_{top} \left[ 1 + \frac{4f_c}{\gamma_j E_c} \left( \frac{H}{B} \right)^2 v \right] - \frac{4f_c}{\gamma_j E_c} \frac{H}{B} \mu_M \quad (1)$$

$$D_{PTad} = \frac{2(\gamma_{PT} \varepsilon_{yPT} - \varepsilon_{PT}) L_{PTad}}{\theta_b} - 1 + 2\zeta \quad (2)$$

$$D_{dad} = \frac{2\varepsilon_{d,max} L_{dad}}{\theta_b} - 1 + 2\zeta \quad (3)$$

$$\frac{1}{4} \omega_{PT} \frac{\theta_b \cdot D_{PTad}^2}{\varepsilon_{yPT} \cdot L_{PTad}} + \frac{1}{4} \omega_d \mu_{Ed} \frac{\theta_b \cdot D_{dad}^2}{\varepsilon_{yd} \cdot L_{dad}} + \alpha\zeta(0.5 - \beta\zeta) = \mu_M \quad (4)$$

$$\omega_{PT} \left[ \frac{\varepsilon_{PT} + \theta_b (0.5 - \zeta) / L_{PTad}}{\varepsilon_{yPT}} \right] + \omega_d \left[ 1 - \mu_{Ed} \left( 1 - \frac{\theta_b (0.5 - \zeta) / L_{dad}}{\varepsilon_{yd}} \right) \right] + v - \alpha\zeta = 0 \quad (5)$$

$$\lambda = \frac{\omega_{PT} \left\{ (0.5 - \beta\zeta) \left[ \frac{\varepsilon_{PT} + \theta_b (0.5 - \zeta) / L_{PTad}}{\varepsilon_{yPT}} \right] + \frac{1}{4} \frac{\theta_b \cdot D_{PTad}^2}{\varepsilon_{yPT} \cdot L_{PTad}} \right\} + v(0.5 - \beta\zeta)}{\omega_d \left\{ (0.5 - \beta\zeta) \left[ 1 - \mu_{Ed} \left( 1 - \frac{\theta_b (0.5 - \zeta) / L_{dad}}{\varepsilon_{yd}} \right) \right] + \frac{1}{4} \mu_{Ed} \frac{\theta_b \cdot D_{dad}^2}{\varepsilon_{yd} \cdot L_{dad}} \right\}} \quad (6)$$

Nelle equazioni precedenti,  $\theta_b$  è l'apertura all'interfaccia parete-fondazione,  $\theta_{top}$  è il drift di progetto in sommità,  $f_c$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato,  $\chi_j$  è un coefficiente riduttivo per abbattere la rigidezza iniziale della parete (è suggerito l'utilizzo di un fattore pari a 0.6 sulla base delle formulazioni di Twigden e Henry del 2019),  $E_c$  è il modulo elastico del calcestruzzo,  $H$  e  $B$  sono rispettivamente l'altezza e la larghezza della parete,  $v$  è l'azione assiale normalizzata della parete (definita dal rapporto tra l'azione assiale agente sulla parete  $N$  e il prodotto dell'area trasversale  $A_c$  per la resistenza a compressione  $f_c$ ),  $\mu_M$  è il momento flettente normalizzato (ottenuto dividendo il momento flettente alla base della parete  $M_b$  per il prodotto dell'area trasversale  $A_c$  con la larghezza della parete  $B$  e la resistenza a compressione del calcestruzzo  $f_c$ ),  $D_{PTad}$  è la distanza adimensionalizzata tra i cavi post-tesi (ottenuta dividendo la distanza tra i cavi post-tesi  $D_{PT}$  per la larghezza della parete  $B$ ),  $\chi_{PT}$  è il fattore di sicurezza per i cavi post-tesi,  $\varepsilon_{yPT}$  è la deformazione a snervamento dei cavi post-tesi,  $\varepsilon_{PT}$  è la deformazione dei cavi post-tesi in funzione del livello di pretensionamento assegnato,  $L_{PTad}$  è la lunghezza adimensionalizzata dei dissipatori (ottenuta dividendo la lunghezza dei dissipatori  $L_{PT}$  per la larghezza della

#### 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

parete B),  $\zeta$  è la profondità adimensionalizzata dell'asse neutro (mentre  $c$  è la profondità dell'asse neutro),  $D_{dad}$  è la distanza adimensionalizzata tra i dissipatori (mentre  $D_d$  è la distanza reale tra gli stessi),  $\epsilon_{d,max}$  è la deformazione di progetto massima dei dissipatori,  $L_{dad}$  è la lunghezza non aderente adimensionalizzata dei dissipatori ( $L_d$  è la lunghezza non aderente degli stessi) e  $\omega_{PT}$  è il rapporto meccanico dei cavi post-tesi definito come:

$$\omega_{PT} = \frac{A_{PT} f_{yPT}}{A_c f_c} \quad (7)$$

dove  $A_{PT}$  è l'area dei cavi post-tesi e  $f_{yPT}$  è lo sforzo a snervamento degli stessi. Per quanto riguarda i restanti parametri:  $\mu_{Ed}$  è il parametro di incrudimento definito dal rapporto tra il modulo plastico  $E_{pl,d}$  e quello elastico  $E_{el,d}$  dei dissipatori,  $\epsilon_{yd}$  è la deformazione a snervamento dei dissipatori,  $\alpha$  e  $\beta$  sono i parametri per la definizione dello 'stress block' del calcestruzzo (definiti grazie ad apposite analisi di sensibilità),  $\lambda$  indica la capacità ricentrante della parete e  $\omega_d$  è il rapporto meccanico dei dispositivi dissipativi espresso come:

$$\omega_d = \frac{A_d f_{yd}}{A_c f_c} \quad (8)$$

dove  $A_d$  è l'area dei dissipatori e  $f_{yd}$  è lo sforzo a snervamento degli stessi. Le equazioni sopra riportate non sono basate sull'ipotesi di Navier-Bernoulli, secondo il quale le sezioni inizialmente piane rimangono piane, a causa dell'apertura alla base della parete, alla presenza dei cavi post-tesi non aderenti e all'inserimento delle barre di acciaio non aderenti alla base.

Siccome i cavi post-tesi devono rimanere elastici per assicurare la capacità ricentrante della parete, è suggerito l'utilizzo di un valore del coefficiente  $\chi_{PT}$  compreso tra 0.9 e 1. Non deve essere scelto troppo piccolo al fine di non penalizzare eccessivamente le prestazioni della parete. In accordo a quanto presente all'interno delle ACI ITG-5.2 (2009) si suggerisce l'utilizzo di un fattore  $\chi_{PT}$  pari a 0.95.

Il rapporto tra la deformazione iniziale e quella a snervamento dei cavi post-tesi è indicato con  $\epsilon_{PTad}$  ed è solitamente compreso tra 0 e 1. Tuttavia, l'utilizzo di un valore molto vicino a 0 o a 1 è sconsigliato perché così facendo si rischia di assegnare l'intera capacità ricentrante ai carichi gravitazionali o forzare la nascita di deformazioni plastiche nei cavi post-tesi a causa dell'effetto rocking (e quindi compromettere nuovamente la capacità ricentrante del sistema). Per questo motivo è assunto un valore di  $\epsilon_{PTad}$  pari a 0.5.

In Tabella 48 sono schematicamente riportati i range di valori assunti dai vari parametri.

Tabella 48. Definizione dei valori assunti dai vari parametri / Summary of the suggested range of parameters.

Parametri / Parameters	H/B	$\theta_{top}$	$\zeta$	$\lambda$	$\nu$	$\mu_M$	$D_{PTad}$	$D_{Dad}$
Intervallo / Range	2÷4	1.5÷3%	0÷0.3	1.2÷3	0÷0.16	0÷0.15	0÷0.6	0÷0.8

Il valore di  $\zeta$ , cioè la profondità adimensionalizzata dell'asse neutro, è stata definita nel seguente modo (Mpampatsikos, 2009):

$$\zeta = \left( \left( (4.726 - 133.1\theta_{top}) \frac{H}{B} + 269.2\theta_{top} - 8.957 \right) \nu + \left( 0.3105\theta_{top} - 0.1992 \right) \frac{H}{B} + 25.08\theta_{top} + 1.666 \right) \mu_M \quad (9)$$

Mentre il rapporto meccanico per i dispositivi dissipativi è definito con la seguente espressione:

$$\omega_d = \frac{2.201}{\lambda + 0.9515} \mu_M^{(1.102 - 0.002267\lambda)} \quad (10)$$

A partire da quanto presente in letteratura è stata quindi sviluppata una procedura semplificata (Mpampatsikos et al., 2020) per il progetto delle pareti ibride (riportata in Figura 187) che, partendo dalla scelta della capacità ricentrante della struttura  $\lambda$ , del drift in sommità  $\theta_{top}$  e del momento flettente adimensionalizzato  $\mu_m$ , permette di ottenere le caratteristiche geometriche e meccaniche dei dispositivi dissipativi e dei cavi post-tesi ( $\theta_b$ ,  $L_{dad}$ ,  $\varepsilon_{PTad}$ ,  $\omega_d$  e  $\omega_{PT}$ ). Questa procedura ha il vantaggio di non dovere risolvere il sistema di sei equazioni in sei incognite, e quindi rappresenta un valido strumento direttamente utilizzabile dal progettista nel caso di utilizzo di pareti rocking.

Inizialmente, fissato un valore di  $\theta_b$  di progetto, è possibile passare dalla struttura a più gradi di libertà MDoF a un sistema a un grado di libertà equivalente SDoF utilizzando la procedura a Displacement Based Design. È quindi possibile calcolare la duttilità in spostamento attraverso l'espressione seguente (Mpampatsikos, 2009; Mpampatsikos et al., 2009).

$$\mu_\Delta = \frac{\theta_{top} (0.02257 + L_{dad}) [0.09122 + \nu (0.04483 + L_{dad})]}{0.123 (0.04483 + L_{dad}) \left[ \frac{0.01463\theta_{top}}{0.2227 + L_{dad}} + \frac{f_c^{0.5} (0.5327\mu_M + 0.1427\nu)}{1250} \frac{H_e}{B} \right]} \quad (11)$$

dove l'altezza efficace  $H_e$  è pari a:

$$H_e = \frac{(1 + 2n)}{3n} H \quad (12)$$

#### 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

Nell'equazione precedente,  $n$  indica il numero di piani e  $H$  rappresenta l'altezza totale della struttura (e quindi della parete). Gli altri parametri sono stati definiti con le seguenti equazioni:

$$v = \frac{N}{A_c f_{cm}} \quad (13)$$

$$\psi = \frac{M_e g}{B w f_{cm}} \quad (14)$$

Successivamente è possibile calcolare lo smorzamento viscoso equivalente:

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{2.438}{\lambda + 3.901} \frac{\mu_\Delta - 1}{\mu_\Delta \pi} \quad (15)$$

dove  $\lambda$  è la capacità ricentrante della parete ed è assunta maggiore di 1.2. Partendo dal presupposto che questa procedura non è adatta per edifici alti e snelli, è possibile definire il periodo efficace della struttura equivalente alle condizioni di progetto. È possibile calcolare il periodo efficace della struttura in un primo modo attraverso la seguente espressione:

$$T_{e(A)} = \frac{4\pi^2 \Delta_e \sqrt{0.02 + \xi_{eq}}}{2.5 g a_g S T_c \sqrt{0.07}} \quad (16)$$

dove  $a_g$  è l'accelerazione massima al suolo (su roccia),  $T_c$  è il valore di periodo corrispondente alla fine del tratto di spettro ad accelerazione costante,  $S$  è il coefficiente di amplificazione che dipende dalle caratteristiche del suolo e  $\Delta_e$  è lo spostamento di progetto del sistema equivalente (SDoF) ottenuto riducendo lo spostamento totale della struttura (MDoF) per il fattore  $\alpha$  pari a  $(1+2n)/3n$ .

È possibile calcolare il periodo  $T_e$  del sistema equivalente anche in un secondo modo in funzione del momento flettente adimensionalizzato alla base della parete  $\mu_M$  e della massa normalizzata equivalente  $\psi$ .

$$\mu_M = \frac{M_b}{A_c f_c B} \quad (17)$$

$$T_{e(B)} = 2\pi \sqrt{\frac{\psi H_f (1+2n) \theta_{top} H_e}{3g \mu_M B}} \quad (18)$$

dove  $H_f$  è l'altezza di interpiano.

Si procede quindi per iterazioni in funzione del parametro  $\mu_m$  fino a che la differenza tra  $T_{e(A)}$  e  $T_{e(B)}$  è inferiore a una determinata soglia (definita in partenza); successivamente si determinano massa, rigidezza, taglio e momento equivalenti del sistema a un grado di libertà.

$$M_e = \frac{\psi B w f_c}{g} \tag{19}$$

$$k_e = (2\pi)^2 \frac{M_e}{(T_e)^2} \tag{20}$$

$$V_b = \Delta_e k_e \tag{21}$$

$$M_b = V_b H_e \tag{22}$$

Il procedimento utilizzato è stato schematizzato all'interno del diagramma di flusso di Figura 186.

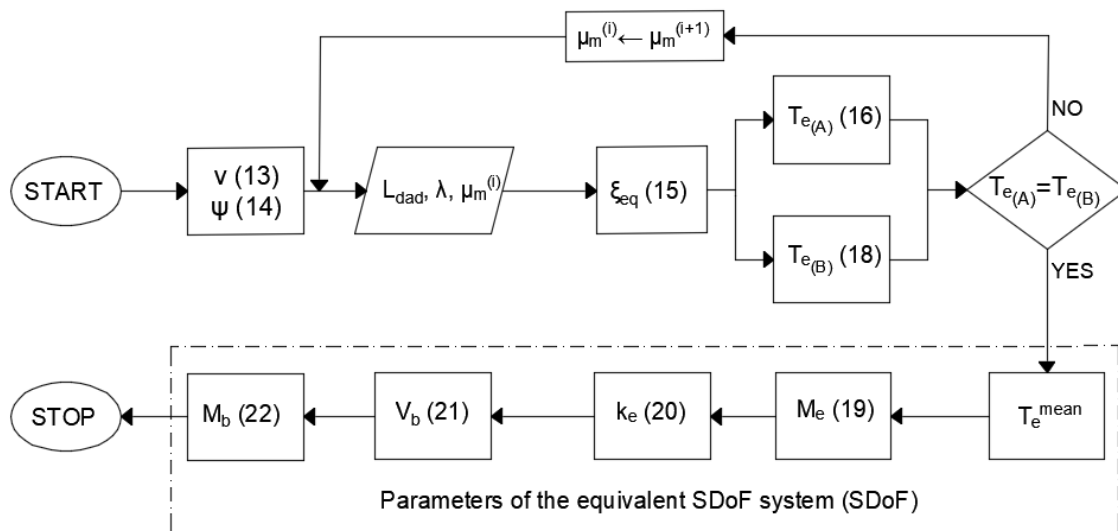


Figura 186. Diagramma di flusso per la definizione del sistema a un grado di libertà equivalente. / Flow chart for the definition of the equivalent SDoF system.

Una volta ottenuto il sistema SDoF equivalente è possibile adottare la procedura semplificata riportata in Figura 187 per il calcolo della posizione e delle quantità dei cavi post-tesi e delle barre in acciaio all'interfaccia parete-fondazione e la lunghezza non aderente di quest'ultime. Partendo dai dati di input, cioè la capacità ricentrante della struttura  $\lambda$ , il drift in sommità  $\theta_{top}$  e il momento flettente adimensionalizzato  $\mu_m$ , si calcola la profondità adimensionalizzata dell'asse neutro  $\zeta$  e l'apertura all'interfaccia parete-fondazione  $\theta_b$ . Successivamente ha inizio il procedimento iterativo: sulla base di valori iniziali di distanza

#### 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

adimensionalizzata e deformazione di progetto massima dei dissipatori ( $D_{dad}$  e  $\varepsilon_{d,max}$ ) e distanza adimensionalizzata e fattore di sicurezza per i cavi PT ( $D_{PTad}$  e  $\gamma_{yPT}$ ) è possibile calcolare la lunghezza non aderente adimensionalizzata dei dissipatori  $L_{dad}$  e la deformazione adimensionalizzata dei cavi PT in funzione del livello di pretesione assegnato  $\varepsilon_{PTad}$ . Si calcola il rapporto volumetrico e l'area dei cavi post-tesi e dei dispositivi dissipativi, rispettivamente  $\omega_{PT}$ ,  $A_{PT}$ ,  $\omega_d$  e  $A_d$ . Il rapporto volumetrico dei cavi PT si calcola nel seguente modo:

$$\omega_{PT} = \left( \mu_M - \alpha\zeta(0.5 - \beta\zeta) - \frac{1}{4}\omega_d\mu_{Ed} \frac{\theta_b \cdot D_{dad}^2}{\varepsilon_{yd} \cdot L_{dad}} \right) / \left( \frac{\theta_b \cdot D_{PTad}^2}{4(\varepsilon_{yPT} \cdot L_{PTad})} \right) \quad (23)$$

Infine, sulla base dei parametri ottenuti e di quelli inseriti come input all'inizio della procedura iterativa, è possibile calcolare il parametro  $\lambda_A$  relativo alla capacità ricentrante ottenuta. Se quest'ultimo fattore è relativamente prossimo al valore  $\lambda$  assunto inizialmente la procedura è conclusa, altrimenti si riesegue la procedura iterativa modificando i parametri  $\varepsilon_{d,max}$  e  $\gamma_{yPT}$ .

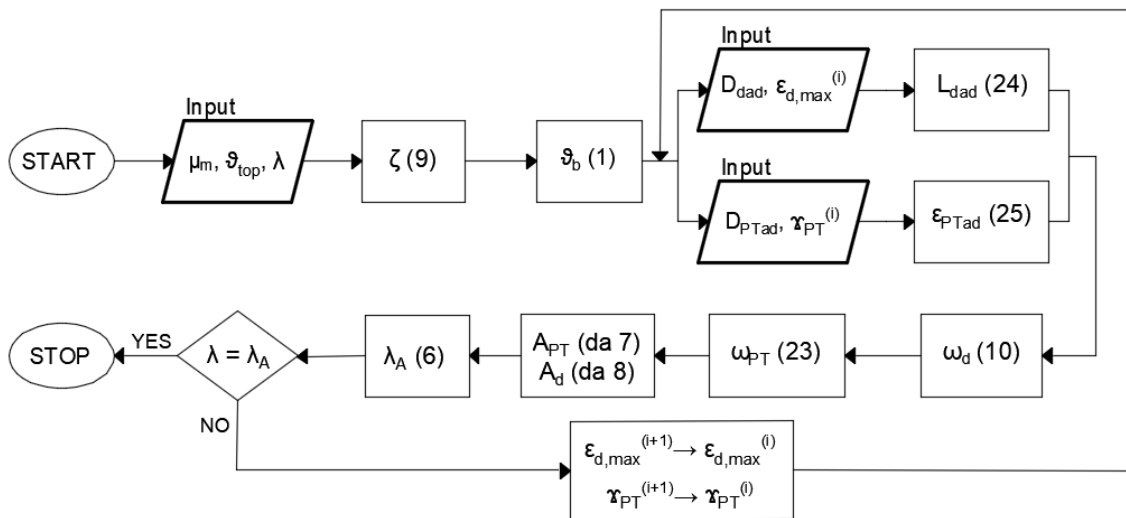


Figura 187. Procedura semplificata per la definizione delle caratteristiche geometriche e macchine dei cavi post-tesi e dei dissipatori alla base non aderenti. / Simplified procedure adopted for design of the PT tendons and dissipative unbonded devices.

La lunghezza non aderente dei dissipatori e la deformazione adimensionalizzata dei cavi PT si calcolano nel seguente modo:

$$L_{Dad} = \frac{\theta_b (1 + D_{Dad} - 2\zeta)}{2\varepsilon_{d,max}} \quad (24)$$

$$\varepsilon_{PTad} = \left( \gamma_{PT} \varepsilon_{yPT} - \left[ \frac{\theta_b (1 + D_{PTad} - 2\zeta)}{2L_{PTad}} \right] \right) / \varepsilon_{PTy} \quad (25)$$



In Figura 188 è stata proposta una schematizzazione riassuntiva della procedura di progettazione qui proposta partendo dall'analisi del sistema a più gradi di libertà fino alla definizione della posizione e della quantità dei cavi post-tesi e dei dissipatori per il sistema a un grado di libertà equivalente.

#### 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

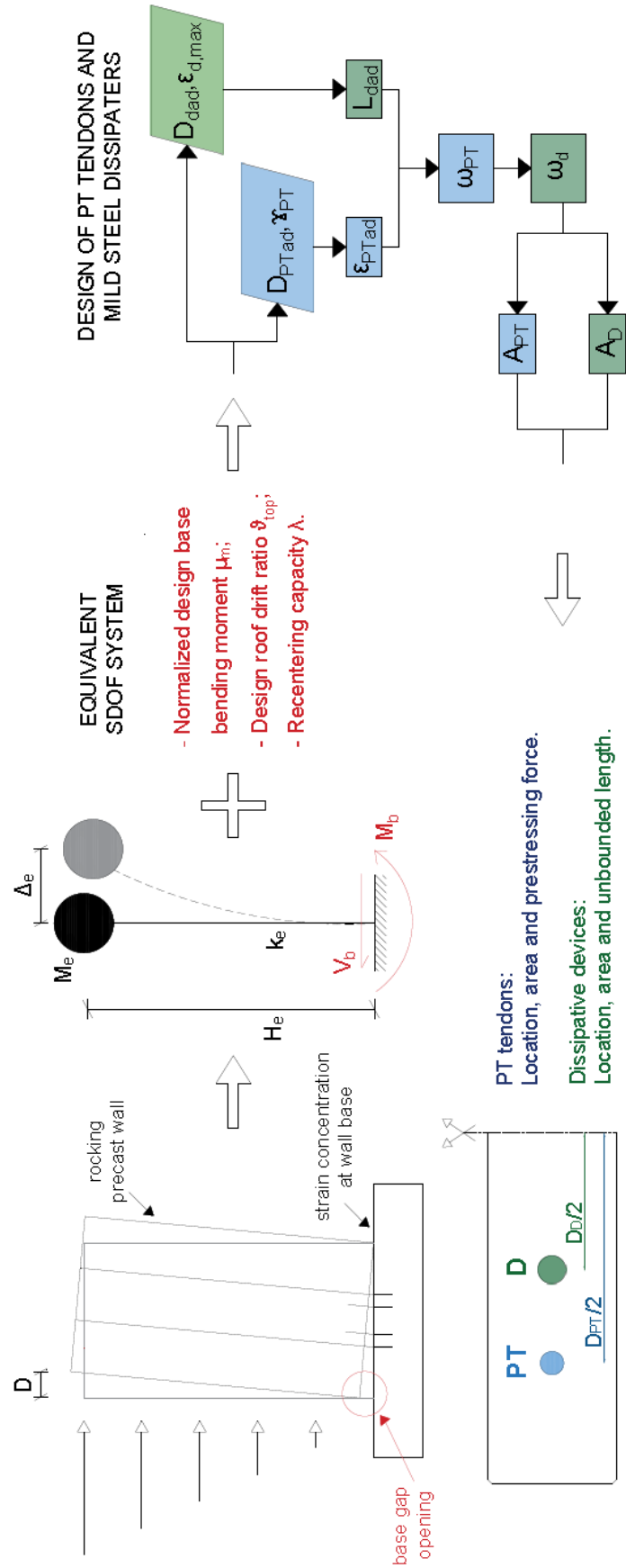


Figura 188. Procedura di progetto. / Design procedure.

## Validazione e analisi / Validation and analysis

Al fine di validare la procedura di progettazione proposta è stato considerato un caso studio costituito da un edificio di cinque piani situato in un sito ad alta sismicità; lo spettro di progetto a stato limite di salvaguardia della vita (indicato con l'acronimo SLV) è stato definito considerando un terreno di classe stratigrafica C e classe topografica T1 con accelerazione al suolo  $a_g$  pari a 0.261g. L'edificio è alto 15m e ha dimensioni in pianta 18mx12m. Il sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali del sisma è costituito da due pareti ibride per le due direzioni principali dell'edificio, una su ciascun lato (vedi Figura 189).

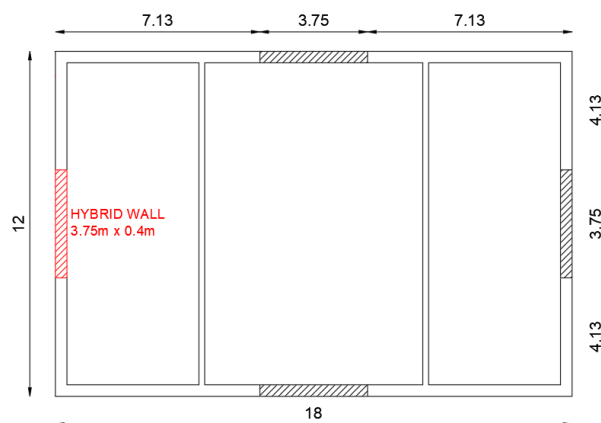


Figura 189. Vista schematica in pianta della struttura (dimensioni espresse in m). / Schematic plan view of the structure (dimensions in meters).

Per la validazione della procedura sopra descritta è stata considerata una sola parete di altezza 15m e larghezza 3.75m (rapporto H/B pari a 4), caratterizzata da calcestruzzo con resistenza cilindrica pari a 50MPa, acciaio B450C con snervamento pari a 455MPa e cavi post-tesi con sforzo nominale in tensione pari a 1860MPa. Il comportamento isteretico della parete è definito dal rapporto tra la capacità ricentrante e il momento di progetto dei dissipatori; a questo proposito è stato assunto un valore  $\lambda$  pari a 3 (parametro di input della procedura). Il rapporto di armatura longitudinale  $\rho_l$  nelle regioni della parete non confinate è pari a 0.3%, che corrisponde a  $20\phi 16$  ( $A_s$  pari a  $40.21\text{cm}^2$ , dove  $A_s$  è l'area dell'armatura), mentre nella direzione trasversale il rapporto di armatura  $\rho_t$  è pari a 1.3%. Nelle regioni confinate alle estremità della parete è stato definito un rapporto di armatura longitudinale  $\rho_l$  pari a 1.3%, corrispondente a  $12\phi 20$  ( $A_s$  pari a  $37.70\text{cm}^2$ ). Fissato un valore di  $\theta_b$  di progetto pari a 1.5%, è possibile passare dalla struttura a più gradi di libertà (MDoF) a un sistema a un grado di libertà equivalente (SDoF) utilizzando la procedura del Displacement Based Design. Inizialmente si calcola la duttilità di spostamento attraverso l'espressione (11) (Mpampatsikos, 2009; Mpampatsikos et al., 2009). Successivamente è possibile calcolare

#### 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

lo smorzamento viscoso equivalente (15) e il periodo efficace della struttura (16 e 18) che, a seguito del processo iterativo condotto sul parametro  $\mu_M$ , permette di ottenere un valore medio di 1.9s. Infine si determinano massa (19), rigidezza (20), taglio (21) e momento (22) equivalenti del sistema a un grado di libertà. Il procedimento utilizzato è stato schematizzato all'interno del diagramma di flusso di Figura 186. I valori ottenuti sono stati riportati in Tabella 49.

Tabella 49. Riepilogo dei parametri principali del sistema SDoF equivalente. / Summary of the results of the simplified procedure for the definition of the equivalent SDoF system.

Parametro di progetto Design parameters	Valore Value
$\mu_M$	0.0205
$\mu_d$	9.4
$\xi_e$	12.7%
$T_e$	1.9s
$M_e$	379964kg
$k_e$	4354kN/m
$V_b$	720kN
$M_b$	7900kNm

Partendo dalla definizione di  $\mu_M$  e  $\theta_b$  è possibile applicare la procedura semplificata adimensionalizzata riportata in Figura 187. Inizialmente si calcolata la profondità dell'asse neutro  $\zeta$  pari a 0.03. Successivamente è possibile definire l'apertura alla base considerando un valore di  $\theta_{top}$  pari a 1.5% l'altezza della parete alle condizioni di progetto e il coefficiente  $\chi_j$  pari a 0.6 (Twigden et al., 2019). L'azione assiale normalizzata  $v$  per il caso studio in esame è pari a 0.0065. Questi parametri permettono di ottenere un valore di apertura alla base  $\theta_b$  pari a  $0.93\theta_{top}$ . È stato quindi effettuata la procedura iterativa partendo da valori di  $D_{PTad}$  e  $D_{dad}$  di primo tentativo. La procedura è stata ripetuta fino a ottenere un valore di  $\lambda_A$  sufficientemente vicino al valore  $\lambda$  assunto in partenza. Sono qui riportati i risultati finali relativi all'ultima iterazione. Sulla base della procedura iterativa sono stati ottenuti dei valori di  $D_{PTad}$  e  $D_{dad}$  rispettivamente pari a 0.44 e 0.16. È quindi possibile calcolare la deformazione iniziale dei cavi post-tesi non aderenti:

$$\varepsilon_{PT} = \gamma_{PT} \varepsilon_{yPT} - \left[ \frac{\theta_b (1 + D_{PTad} - 2\zeta)}{2L_{PTad}} \right] = 0.514\% \quad (26)$$

Essendo  $\varepsilon_{PT}$  pari al prodotto tra  $\varepsilon_{PTad}$  e  $\varepsilon_{yPT}$ , si ottiene che  $\varepsilon_{PTad}$  è pari a 0.6 e  $\chi_{PT}$  è pari a 0.9. È quindi possibile determinare la lunghezza adimensionalizzata non aderente dei

dispositivi dissipativi grazie alla seguente equazione (assumendo un valore di  $\varepsilon_{d,max}$  pari a 0.1):

$$L_{Dad} = \frac{\theta_b (1 + D_{Dad} - 2\zeta)}{2\varepsilon_{d,max}} = 0.08 \quad (27)$$

Le distanze  $D_{PT}$  (distanza in pianta tra i cavi post-tesi non aderenti),  $D_D$  (distanza in pianta tra i dissipatori alla base della parete) e  $L_D$  (lunghezza dei dispositivi dissipativi) sono rispettivamente ottenute moltiplicando i precedenti valori adimensionalizzati per la larghezza della parete  $B$  pari a 3750mm. Si ottengono quindi i seguenti valori:  $D_{PT}$  pari a 1650mm,  $D_D$  pari a 600mm e  $L_D$  pari a 290mm. La lunghezza normalizzata dei cavi post-tesi  $L_{PTad}$  è approssimativamente pari a  $H_{wall}/B$ , cioè pari a 4. Il parametro  $\omega_d$  è calcolato sulla base della seguente espressione semplificata:

$$\omega_d = \frac{2.201}{\lambda + 0.9515} \mu_M^{(1.102 - 0.002267\lambda)} = 0.0098 \quad (28)$$

Mentre  $\omega_{PT}$  è ottenuto come:

$$\omega_{PT} = \frac{\alpha\zeta - \nu - \omega_d \left[ 1 - \mu_{Ed} \left( 1 - \frac{\theta_b (0.5 - \zeta) / L_{Dad}}{\varepsilon_{yd}} \right) \right]}{\frac{\varepsilon_{PT} + \theta_b (0.5 - \zeta) / L_{PTad}}{\varepsilon_{yPT}}} = 0.024 \quad (29)$$

Successivamente, è possibile calcolare la capacità ricentrante nel modo seguente:

$$\lambda_A = \frac{\omega_{PT} \left\{ (0.5 - \beta\zeta) \left[ \frac{\varepsilon_{PT} + \theta_b (0.5 - \zeta) / L_{PTad}}{\varepsilon_{yPT}} \right] + \frac{1}{4} \frac{\theta_b D_{PTad}^2}{\varepsilon_{yPT} L_{PTad}} \right\} + \nu (0.5 - \beta\zeta)}{\omega_d \left\{ (0.5 - \beta\zeta) \left[ 1 - \mu_{Ed} \left( 1 - \frac{\theta_b (0.5 - \zeta) / L_{Dad}}{\varepsilon_{yd}} \right) \right] + \frac{1}{4} \mu_{Ed} \frac{\theta_b D_{Dad}^2}{\varepsilon_{yd} L_{Dad}} \right\}} = 3.3 \quad (30)$$

Nel caso in esame, il valore assunto dal parametro  $\lambda_A$  è sufficientemente vicino al valore di partenza  $\lambda$ , nel caso contrario si procederebbe a effettuare ulteriori iterazioni. Le rispettive aree dei cavi post-tesi e dei dissipatori risultano quindi pari a:

$$\omega_{PT} = \frac{A_{PT} f_{yPT}}{A_c f_c} \rightarrow A_{PT-i} = \left( \frac{\omega_{PT} (A_c f_c)}{f_{yPT}} \right) / 2 = 650 \text{ mm}^2 \quad (31)$$

#### 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

$$\omega_d = \frac{A_d f_{yd}}{A_c f_c} \rightarrow A_{d-i} = \left( \frac{\omega_d (A_c f_c)}{f_{yd}} \right) / 2 = 990 \text{mm}^2 \quad (32)$$

dove  $A_c$  è l'area della sezione trasversale della parete. In funzione dei risultati ottenuti, si utilizzeranno 7 cavi post-tesi di diametro pari a 12.5mm ( $A_{PT-i-eff}$  pari a 651mm<sup>2</sup>) e 2 barre di acciaio non aderenti (utilizzate come elementi dissipativi) all'interfaccia parete-fondazione di diametro pari a 26mm ( $A_{d-i-eff}$  pari a 1060mm<sup>2</sup>) su ciascun lato. Le caratteristiche della parete sono riportate in Tabella 50.

Tabella 50. Riepilogo delle caratteristiche della parete con tecnologia ibrida. / Summary of the hybrid wall properties.

Design parameters	Description	Value
B	Larghezza della parete	3750mm
$\omega$	Spessore della parete	400mm
$H_f$	Altezza di interpiano	3000mm
$H_T$	Altezza totale della parete	15000mm
$\theta_{top}$	Drift di progetto in sommità	1.5%
$f_{cm}$	Resistenza a compressione del calcestruzzo	58MPa
$E_c$	Modulo elastico del calcestruzzo	37278MPa
$\nu$	Azione assiale normalizzata tributaria	0.0065
$\psi$	Massa equivalente normalizzata	0.0428
$f_{yPT}$	Sforzo a snervamento dei cavi PT	1634MPa
$f_{PTmax}$	Massimo sforzo consentito nei cavi PT	1471MPa
$E_{PT}$	Modulo elastico dei cavi PT	195000MPa
$\epsilon_{yPT}$	Deformazione a snervamento dei cavi PT	0.84%
$\epsilon_{PT}$	Deformazione iniziale dei cavi PT	0.50%
$L_{PT}$	Lunghezza dei cavi PT	15000mm
$D_{PT}$	Distanza tra i cavi PT	1650mm
$\epsilon_{yd}$	Deformazione a snervamento dei dissipatori	0.22%
$\epsilon_{d-max}$	Deformazione massima dei dissipatori	0.1
$f_{yd}$	Sforzo a snervamento dei dissipatori	430MPa
$L_D$	Lunghezza dei dissipatori	290mm
$D_D$	Distanza tra i dissipatori	600mm
$\mu_{Ed}$	Parametro di incrudimento dei dissipatori	0.01

## Modellazione a elementi finiti / Finite elements modeling

Al fine di valutare le prestazioni della parete soggetta ad azione sismica, è stato realizzato un modello a elementi finiti con il software MidasGen (2019) sulla base delle informazioni contenute in Belleri et al. (2013). In Figura 190 è rappresentato uno schema del modello realizzato con elementi a fibre. Alla base è stato inserito un elemento beam a fibre della lunghezza di 4cm con una sezione trasversale caratterizzata da un comportamento del calcestruzzo a sola compressione al fine di simulare l'apertura del gap all'interfaccia parete-fondazione.

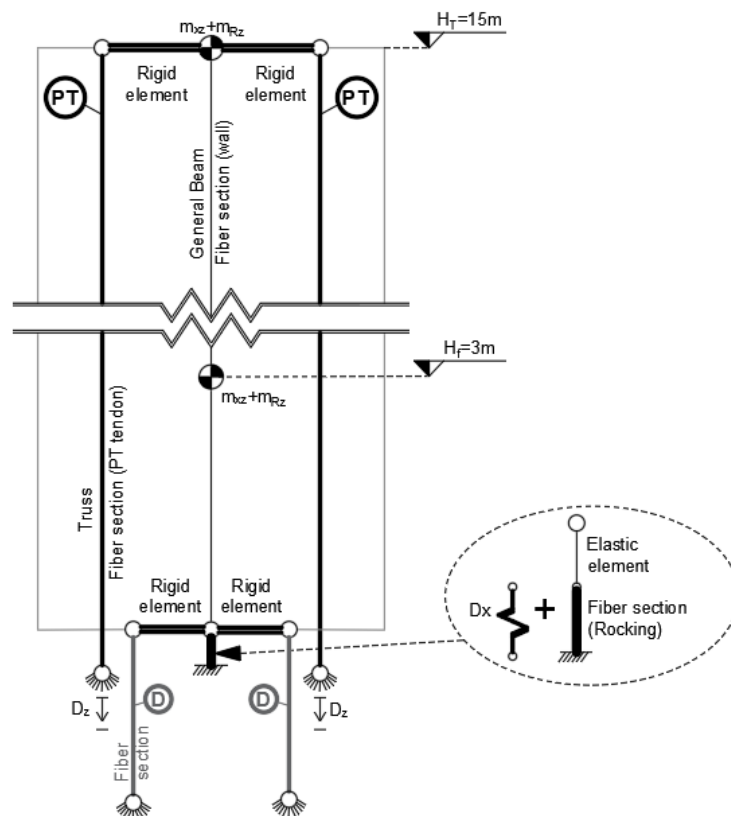


Figura 190. Vista schematica del modello della parete prefabbricata con tecnologia ibrida a elementi finiti. Nota: PT rappresenta i cavi post-tesi non aderenti, mentre D rappresenta i dissipatori. / Schematic view of the finite element model of hybrid precast wall. Note: PT represents the post-tensioning tendons; D represents the dissipaters.

I cavi post-tesi e i dissipatori sono stati modellati come bielle. Nello specifico sono stati utilizzati elementi a fibre con legame isteretico di tipo Kent e Park (1971). Il pre tensionamento dei cavi non aderenti è stato introdotto grazie all'applicazione di spostamenti verticali  $D_z$  alla base di ciascun cavo in modo da simulare la deformazione iniziale.

$$D_z = \varepsilon_{pT} L_{pT} = 75.45 \text{ mm} \quad (33)$$

Il collegamento tra i cavi post-tesi e la parete, e tra i dissipatori e la parete, è stato realizzato attraverso l'inserimento di elementi rigidi. La massa di piano tributaria  $m_x$  è concentrata in

#### 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

corrispondenza di ciascun piano ed è pari a 94700kg per i piani intermedi e 89400kg per il piano in sommità.

##### *Analisi e Risultati / Analysis and Results*

In Figura 191 sono rappresentati i risultati dell'analisi statica non lineare in termini di taglio-rotazione (Figura 191a) e momento-rotazione (Figura 191b) alla base della parete. I risultati mostrano il comportamento dissipativo e ricentrante della parete prefabbricata con tecnologia ibrida.

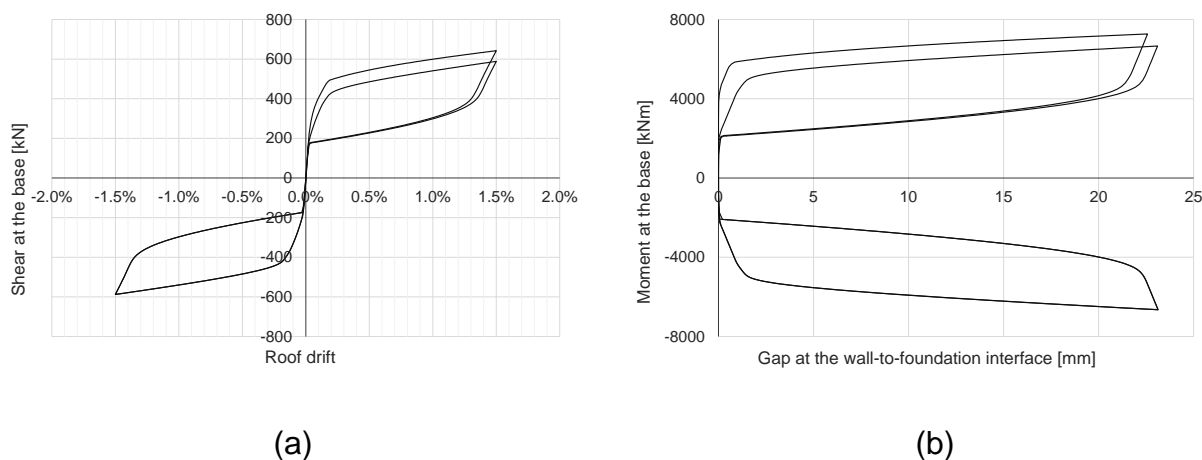


Figura 191. Risultati dell'analisi statica non lineare in termini di taglio alla base e drift in sommità (a) e momento alla base e apertura all'interfaccia parete-fondazione in direzione verticale (b). / Results of non-linear static analyses in terms of base shear versus roof drift (a) and base moment versus gap opening at the base (b).

Successivamente sono state condotte analisi dinamiche non lineari per i vari stati limite. Nello specifico, stato limite di operatività (IO) con accelerazione orizzontale su suolo rigido  $a_g$  pari a 0.079g, stato limite di danno (S) con  $a_g$  pari a 0.104g, stato limite di salvaguardia della vita (LS) con  $a_g$  pari a 0.261g e stato limite di prevenzione al collasso (CP) con  $a_g$  pari a 0.334g. Per ogni stato limite sono stati considerati tre accelerogrammi spettro compatibili attraverso l'utilizzo dell'algoritmo SIMQKE (Venmarcke et al., 1976) con durata totale pari a 25s. Durante le analisi dinamiche è stato utilizzato uno smorzamento alla Rayleigh proporzionale alle masse e alla rigidezza tangente con valore di smorzamento relativo pari al 3% (Kurama, 2000, 2002; Twigden et al., 2019) per periodi pari a 0.3 e 2.0s.

In Figura 192 vengono mostrati i principali risultati in termini di momento alla base  $M_b$  e rotazione alla base  $\theta_b$  per ciascun stato limite considerato; mentre in Figura 193 sono mostrati i massimi valori di drift, cioè rapporto tra spostamento e altezza, in corrispondenza di ciascun interpiano.



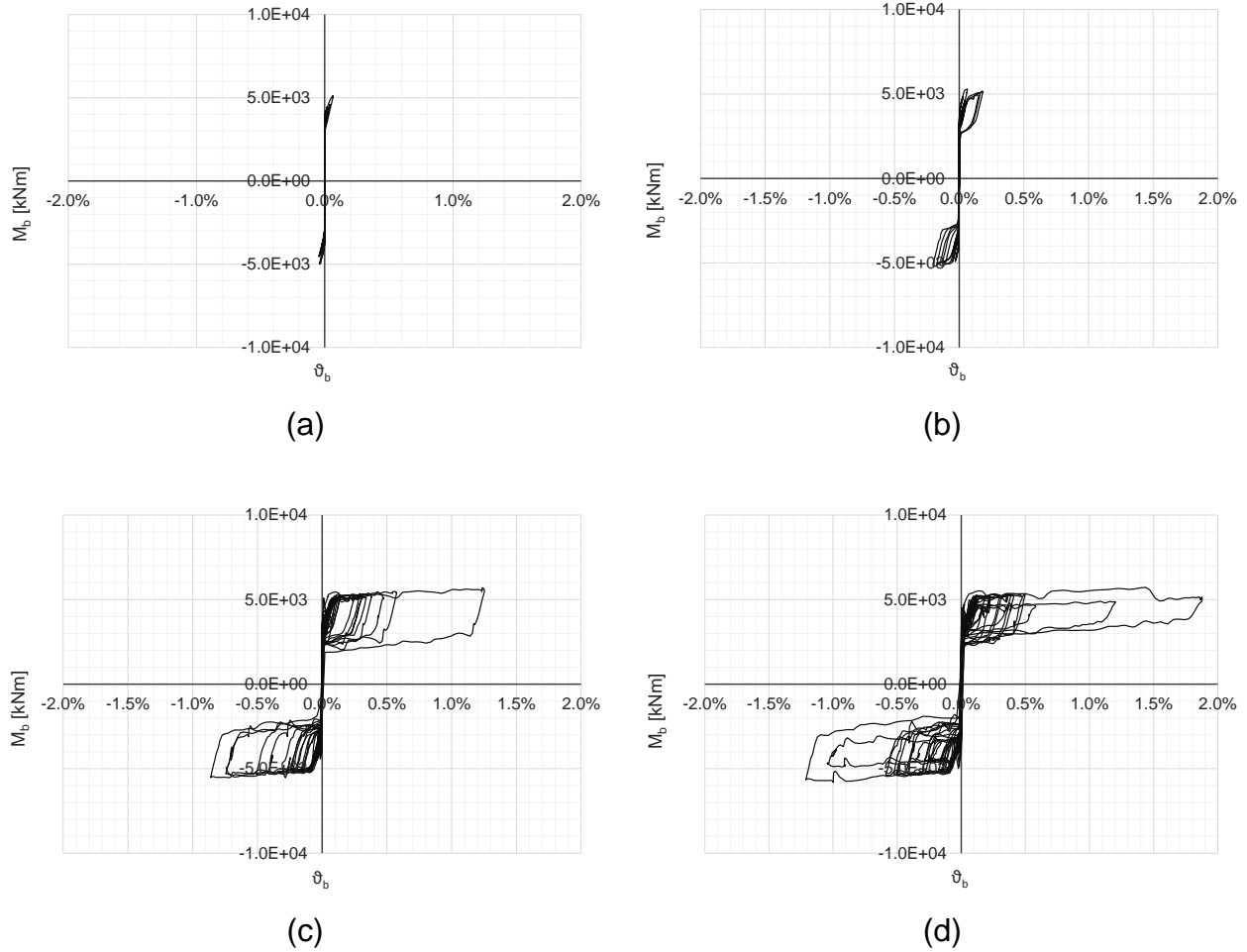


Figura 192. Risultati dell'analisi dinamica non lineare in termini di momento alla base  $M_b$  e rotazione alla base  $\theta_b$  per ciascun stato limite considerato: operatività (a), danno (b), salvaguardia della vita (c) e prevenzione al collasso (d). / Results of time history analysis in terms of base moment  $M_b$  versus base rotation  $\theta_b$  for immediate occupancy limit state (a), serviceability limit state (b), life safety limit state (c) and collapse prevention (d).

Si può notare che non si verificano spostamenti residui al termine dell'evento sismico, cioè la parete torna alla posizione di equilibrio di partenza.

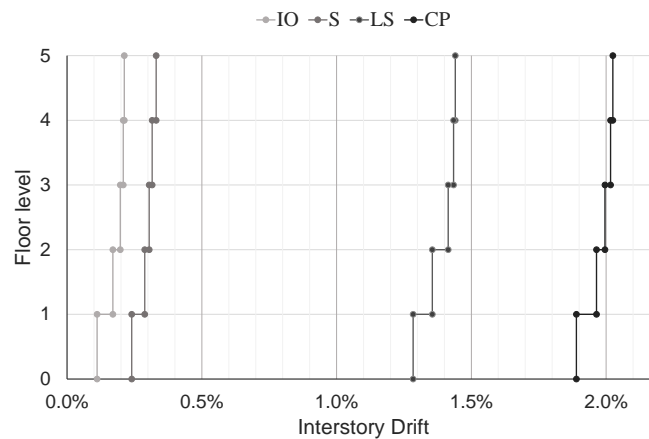


Figura 193. Drift di interpiano per ciascun stato limite. Nota: IO indica lo stato limite di operatività, S lo stato limite di danno, LS lo stato limite di salvaguardia della vita e, infine, CP lo stato limite di prevenzione al collasso. / Interstory drift for each limit state. Note: IO immediate occupancy limit state, S serviceability limit state, life safety limit state LS and collapse prevention CP.

#### 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

Inoltre, dalla Figura 193 è possibile osservare che la procedura semplificata di progetto utilizzata per la progettazione dei parametri principali della parete con tecnologia ibrida, cioè caratteristiche geometriche e meccaniche dei cavi post-tesi e dei dispositivi dissipativi all'interfaccia parete-fondazione di tipo non aderenti, permette di controllare il drift di interpiano al di sotto del valore richiesto (in funzione dello stato limite considerato). Infatti, il massimo drift sviluppato per lo stato limite considerato è conservativamente inferiore al valore definito nelle prime fasi della progettazione, pari a 1.5% (come riportato in Twigden et al., 2019). Infine, in Figura 194 è mostrato l'involuppo del momento flettente per ciascun piano.

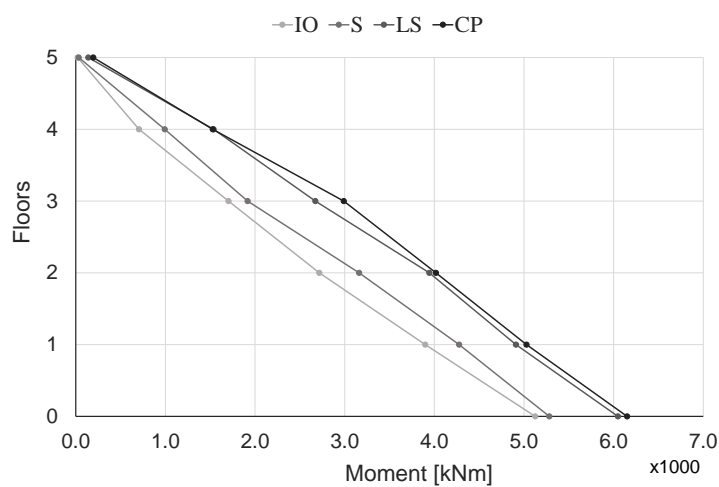


Figura 194. Andamento del momento flettente per la parete ibrida per ciascun piano della struttura. / Distribution of bending moment for the hybrid wall for each floor level.

### *Osservazioni finali / Final observations*

Questa ricerca fornisce delle indicazioni generali per la definizione dei parametri che maggiormente influenzano la progettazione delle pareti ibride con cavi post-tesi non aderenti e dissipatori all'interfaccia parete-fondazione realizzati con barre in acciaio non aderenti. In particolare, durante il lavoro precedente condotto da Mpampatsikos era stata definita una procedura semplificata per l'applicazione di un sistema non lineare di tipo adimensionale composto da sei equazioni in sei incognite al fine di definire chiaramente un approccio progettuale per la progettazione dei cavi post-tesi (area e posizione) e dei dispositivi dissipativi alla base (area, posizione e lunghezza non aderente all'interfaccia parete-fondazione). Siccome il sistema risulta abbastanza complesso per essere utilizzato nella progettazione di sistemi ibridi, e quindi di difficile utilizzo da parte dei progettisti, sono state condotte delle analisi di sensibilità per determinare l'influenza di determinati parametri sulla risposta della parete rocking. Nello specifico sono stati analizzati i seguenti parametri: rapporto altezza/larghezza, capacità ricentrante, drift di progetto, azione assiale adimensionalizzata e momento flettente di progetto. Partendo dai risultati condotti a seguito dell'analisi di sensibilità, sono state calibrate delle formule numeriche al fine di normalizzare la profondità dell'asse neutro e il rapporto meccanico delle barre di acciaio con comportamento dissipativo.

Partendo da quanto sopra descritto e analizzato durante lo studio di ricerca condotto da Mpampatsikos, è stata studiata e successivamente validata una procedura semplificata e veloce, ma al tempo stesso accurata, per la risoluzione di problemi progettuali, per ciascuna possibile combinazione dei parametri. In particolare, è stato possibile definire la disposizione e le caratteristiche dei cavi post-tesi e dei dissipatori partendo semplicemente dalla definizione della domanda di momento flettente e dallo spostamento di progetto in sommità; questi ultimi parametri ottenuti a seguito dell'applicazione del Direct Displacement Based Design. Le analisi parametriche effettuate da Mpampatsikos sono state introdotte nella procedura semplificata al fine di definire dei range ottimali per ciascun parametro. Successivamente, all'interno di questa ricerca, sono stati analizzati tali range e sono stati confrontati con quanto riportato all'interno delle norme ACI ITG-5.1 e ACI ITG-5.2. La validazione della procedura di progetto proposta è stata condotta per mezzo di analisi dinamiche non lineari su un caso studio considerato. È possibile affermare che la procedura permette di ottenere risultati conservativi e controllare il massimo drift di interpiano per lo stato limite di salvaguardia della vita. Si raccomanda di valutare le prestazioni della parete

#### 4. A NON-DIMENSIONAL PARAMETRIC APPROACH FOR THE DESIGN OF PT TENDONS AND MILD STEEL DISSIPATERS IN PRECAST ROCKING WALLS

con tecnologia ibrida allo stato limite di prevenzione al collasso, cioè di assumere questo stato limite come stato limite di progetto.

## *Referenze / References*

- V. Mpampatsikos, M.E. Bressanelli, A. Belleri, R. Nascimbene, A non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls, *Engineering Structures*, 2020. Doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110513.
- V. Mpampatsikos, DDBD of Rocking Walls with Mild Steel Dissipaters, Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy in Earthquake Engineering, 2009.
- V. Mpampatsikos, D. Bolognini, R. Nascimbene, Assessment of the equivalent viscous damping ratio for hybrid wall-to-foundation connections of precast wall panels, *Compdyn*, Greece, 2009.
- ACI ITG-5.1, Acceptance criteria for special unbonded post-tensioned precast structural walls based on validation testing, ACI Innovation Task Group 5, 2008.
- ACI ITG-5.2, Requirements for design of a special unbonded post-tensioned precast shear walls satisfying ACI ITG-5.1, ACI Innovation Task Group 5, 2009.
- J.I. Restrepo, A. Rahman, Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipaters. *J Struct Eng* 133(11):1560-1570, 2007. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560).
- A. Belleri, M.J. Schoettler, J.I. Restrepo, R.B. Fleishman, Dynamic behavior of rocking and hybrid cantilever walls in precast concrete building. *ACI Struct J* 111(3):661-672, 2014. Doi: 10.14359/51686778.
- K.M. Twigden, R.S. Henry, Shake table testing of unbonded post-tensioned concrete walls with and without additional energy dissipation. *Soil Dyn Earthq Eng*, 2019. Doi: 10.1016/j.soildyn.2018.05.007.
- MidasGEN, Gyeonggido, Korea: MIDAS Information Technologies Co. Ltd., 2019.
- E.H. Venmarcke, D.A. Gasparini, Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra SIMQKE-1, M.I.T. Department of Civil Engineering Research Report R76-4, 1976.
- A. Belleri, M. Torquati, P. Riva, Finite element modeling of “rocking walls”, 4<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering, 2013. Doi: 10.7712/120113.4706.C1213.
- Y.C. Kurama, Seismic design of unbonded post-tensioned precast walls with supplemental viscous damping. *ACI Structural Journal*, 97(4):648-658, 2000.
- Y.C. Kurama, Hybrid post-tensioned precast concrete walls for use in seismic regions, *PCI J*. 47(5):36-59, 2002. Doi: 10.15554/pcij.09012002.36.59.



## 5. PROGETTAZIONE DI DISPOSITIVI VISCOSI / VISCOUS DAMPER DESIGN

### *Descrizione / Description*

I dispositivi di dissipazione passivi sono elementi che permettono di dissipare energia principalmente attraverso deformazioni plastiche o calore. Tra questi possiamo elencare i dispositivi ad attrito, i dispositivi metallici isteretici, gli elementi a cambiamento di fase, i dissipatori fluidi e quelli viscoelastici. Essi, in generale, contribuiscono a fornire un'ulteriore fonte di rigidità e smorzamento al fine di ridurre la risposta sismica richiesta alla struttura, incrementando la dissipazione energetica, confinandola in dispositivi supplementari, e limitando il danno dell'edificio ai soli dispositivi aggiuntivi che risultano facilmente sostituibili e, al tempo stesso, non influenzano la resistenza del sistema nei confronti dei carichi gravitazionali (Soydan et al., 2012; Ambarkhane et al., 2018). L'aumento del livello di smorzamento consente di ottenere una riduzione degli spostamenti e delle accelerazioni attese sulla struttura e una diminuzione delle forze di taglio distribuite lungo l'altezza dell'edificio (Soydan et al., 2012). In Soydan et al. (2012) sono inoltre riportati dei risultati sperimentali condotti su differenti dispositivi viscosi al variare della frequenza e dell'ampiezza degli spostamenti.

Per quanto concerne i dispositivi viscosi, cioè dispositivi legati alla velocità, sono stati condotti numerosi studi dinamici finalizzati alla determinazione della risposta sismica; la forza dei dispositivi viscosi  $F_d$  può essere espressa nel seguente modo (Aher et al., 2018):

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

$$F_d = C \cdot v^\alpha \quad (1)$$

Nell'equazione precedente, C indica il fattore di smorzamento e  $\alpha$  è un parametro che dipende dalla natura del dispositivo viscoso. Questi dispositivi si suddividono tra viscosi lineari e non lineari in funzione del parametro  $\alpha$  che può essere uguale o diverso da uno rispettivamente. Generalmente, la dissipazione di energia nei dispositivi viscosi avviene attraverso la laminazione di un fluido siliconico nel circuito idraulico. Nel caso di dispositivi lineari, definiti dall'acronimo LVD (cioè 'Linear Viscous Damper'), la forza massima si verifica in corrispondenza della massima velocità. La forza generata dai dispositivi LVD è fuori-fase rispetto alla forza generata dal sistema strutturale; perciò, i dispositivi offrono la massima forza quando il sistema strutturale sta ripassando dalla configurazione indeformata. I dispositivi viscosi non lineari, definiti invece con la sigla NLVD (cioè 'Non-Linear Viscous Damper') sono invece caratterizzati da un fattore  $\alpha$  compreso tra 0.1 e 1.

Tra tutti i possibili dispositivi contenuti all'interno di questa famiglia, è stata posta particolare attenzione ai dispositivi di estrusione al piombo LED, cioè Lead Extrusion Damper (Cousins et al., 1993; Curadelli et al., 2007; Patel; 2017). Essi sono generalmente caratterizzati da un cilindro al cui interno è collocato un pistone che, muovendosi, causa il passaggio del materiale attraverso un orifizio situato sulla testa del pistone stesso. Questa configurazione è definita 'Constricted tube type' ed è rappresentata in Figura 195a. In alternativa all'orifizio può essere presente un ingrosso sul braccio del pistone (Cousins et al., 1993). Questa ulteriore configurazione è definita 'Bulged-shaft' ed è rappresentata in Figura 195b. In Cousins et al. (1993) è suggerito l'utilizzo di un coefficiente pari a 0.03 per i dispositivi viscosi riportati in Figura 195a e caratterizzati da velocità di estrusione superiori a  $10^{-4}$ m/s, mentre 0.12 per i dispositivi viscosi riportati in Figura 195b e soggetti a velocità inferiori a  $10^{-4}$ m/s. Questi dispositivi non irrigidiscono la struttura, ma contribuiscono unicamente a incrementarne lo smorzamento, e quindi la dissipazione energetica.



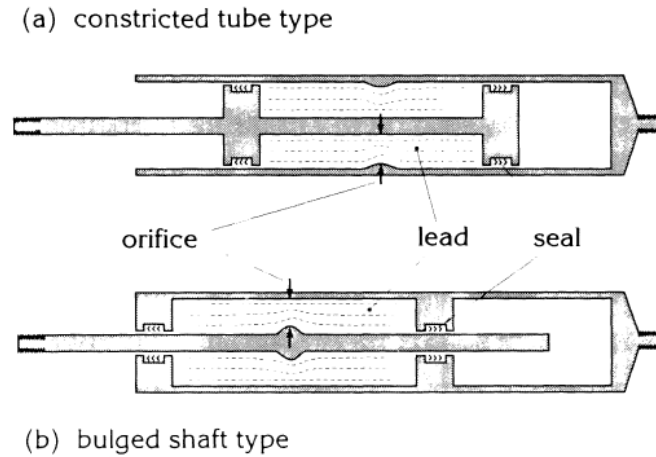


Figura 195. Sezione longitudinale dei dissipatori di estrusione al piombo: “constricted tube type” (a) e “bulged shaft type” (b) (Cousins et al., 1993). / Longitudinal sections of lead-extrusion damper: constricted tube type (a) and bulged shaft type (b) (Cousins et al., 1993).

I dispositivi di estrusione al piombo sono degli assorbitori di energia in grado di convertire l'energia meccanica in calore attraverso la deformazione ciclica del piombo (Cousins et al., 1993). Infatti, il movimento del pistone causa un cambiamento di fase del piombo che passa dalla fase solida alla fase fluida. Tale cambiamento di fase genera una dissipazione di energia sotto forma di energia termica. A movimento avvenuto, il materiale torna nel suo stato iniziale. A temperatura ambiente, la deformazione, e quindi le proprietà viscosse del dispositivo, si possono considerare completamente recuperate in meno di 10 secondi (Robinson et al., 1975). Il dispositivo non necessita quindi di sostituzioni o riparazioni a seguito dell'evento sismico. Inoltre, esso risulta indipendente dalle condizioni ambientali ed è caratterizzato da un rapporto forza-spostamento stabile e indipendente dal numero di cicli effettuati.

Tale tecnologia è stata introdotta nei primi anni del 1970 (Robinson et al., 1975) ed è stata utilizzata in Nuova Zelanda per fornire smorzamento sismico in ponti e edifici multipiano (Robinson et al., 1976; Skinner et al., 1973). In Figura 196 è riportata una schematizzazione dei dispositivi viscosi inizialmente descritti da Robinson et al. (1975). Questa tipologia di dispositivo è stata utilizzata, ad esempio, come isolamento sismico della stazione centrale di polizia di Wellington, in Nuova Zelanda, dove ne sono stati collocati sei al piano terra, ciascuno con forza pari a 250kN e spostamento massimo  $\pm 400$ mm, per un totale di 3000kN, cioè 3.5% del peso dell'edificio (Dowrick et al., 1992). Ulteriori test sperimentali (Rodgers et al., 2006; 2007a,b; 2019; Marriott et al., 2008; Roh et al., 2017) hanno sottolineato la capacità di questi dispositivi di sviluppare, ad ogni ciclo di risposta, elevate forze di smorzamento, superiori o al limite pari alle forze prodotte dai dispositivi isteretici in acciaio. In questi studi i dispositivi viscosi sono stati modellati come dispositivi non lineari dipendenti

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

dalla velocità; mentre la rigidezza delle barre di collegamento dei dispositivi alle colonne è stata assunta rigida. I test sperimentali condotti hanno confermato quanto previsto dai risultati analitici, cioè lo sviluppo di grandi cicli isteretici dovuti alla presenza dei dispositivi viscosi. Inoltre, il loro utilizzo, in sostituzione dei tradizionali dispositivi isteretici, consente di impedire eventuali collassi per fatica e problemi di instabilità.

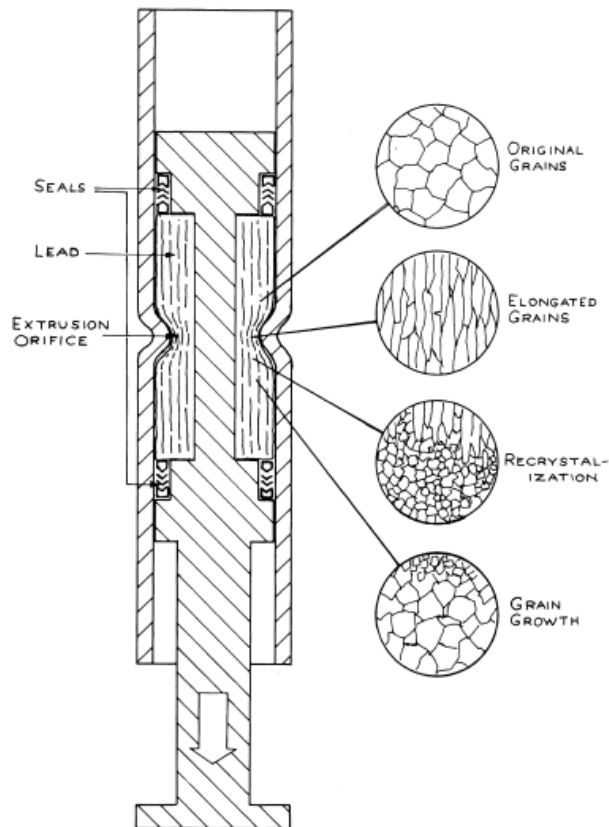


Figura 196. Sezione longitudinale della microstruttura di un dispositivo di dissipazione al piombo (Robinson et al., 1975).  
/ Longitudinal section of a constricted tube extrusion energy absorber showing the changes in microstructure of the working material (Robinson et al., 1975).

L'inserimento dei dispositivi viscosi in nuove costruzioni permette di ottimizzare lo spostamento laterale raggiunto a parità di capacità laterale e, al tempo stesso, evitare il possibile congestionamento delle armature longitudinali alla base della parete attraverso l'applicazione esterna dei dissipatori (a differenza dei dispositivi isteretici, quali ad esempio i mild steel rebars, che generalmente sono inseriti in corrispondenza dell'interfaccia parete-fondazione). Per quanto riguarda invece le costruzioni esistenti, l'inserimento di dispositivi viscosi può contribuire a trasformare tradizionali pareti sismo-resistenti realizzate in calcestruzzo armato in setti rocking o ibridi attraverso interventi esterni, e quindi meno invasivi, rispetto alla geometria della parete.

## *Progettazione dispositivi viscosi / Design of viscous dampers*

### Progettazione con approccio alle forze / Force based design

In letteratura si possono trovare differenti proposte per la progettazione e l'inserimento di dispositivi viscosi in costruzioni nuove e/o esistenti (Pekcan et al., 1999; Hwang et al., 2008; 2010; Golzar et al., 2018).

Pekcan et al. (1999) hanno dimostrato che i dispositivi viscosi non lineari possono essere descritti in termini di smorzamento viscoso equivalente nel seguente modo:

$$\xi_d = \frac{\varepsilon}{1+\alpha} \left( \frac{2\pi}{0.75} \right)^{0.15(\alpha-1)} g^{0.5(0.85\alpha+0.15)} S_d^{0.5(1.15\alpha-0.15)} C_d^{0.5(0.85\alpha-1.85)} \quad (2)$$

dove  $S_d$  è lo spettro in spostamento,  $C_d$  è la domanda di taglio normalizzata rispetto al peso sismico totale  $W$ ,  $g$  è l'accelerazione di gravità e  $\varepsilon$  è la capacità adimensionale del dissipatore. Quest'ultima è definita nel modo seguente:

$$\varepsilon = \frac{C_\alpha \dot{x}_{ref}^\alpha}{W} \quad (3)$$

dove  $\dot{x}_{ref}^\alpha$  è la velocità di riferimento utilizzata nei test di dispositivi legati alla velocità e pari a 1m/s. Nel caso di dispositivi viscosi Bulged-shaft con coefficiente  $\alpha$  pari a 0.13, lo smorzamento viscoso equivalente è quindi pari a:

$$\xi_{d_{\alpha=0.13}} = \frac{0.90}{C_d^{0.87}} \varepsilon \quad (4)$$

Questo risultato mostra che lo smorzamento viscoso equivalente per un tipo di dissipatore di estrusione di piombo con rigonfiamento è invariante. Ancora più importante, collega la progettazione del dispositivo dissipativo a una matrice di smorzamento equivalente utilizzata nella progettazione strutturale standard e approssimata dagli spettri di risposta.

La procedura di progettazione proposta da Hwang et al. (2010) parte invece dal presupposto che lo smorzamento effettivo della struttura  $\xi_e$  può essere ricavato dalla somma dello smorzamento strutturale  $\xi_0$ , spesso assunto pari al 5%, con lo smorzamento viscoso  $\xi_d$  dovuto all'aggiunta di dispositivi viscosi supplementari e definito nel modo seguente (Hwang et al., 2008):

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

$$\xi_d = \frac{T \cdot \sum_j C_j f_j^2 \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (5)$$

dove  $T$  è il periodo naturale della struttura associato al primo modo di vibrare,  $C_j$  è il coefficiente di smorzamento dei dissipatori al piano  $j$ -esimo,  $f_j$  è il fattore di amplificazione funzione della modalità di installazione del dispositivo (i valori assunti da questo fattore sono riportati nella tabella 1 di Hwang et al., 2008),  $\phi_{rj}$  è lo spostamento relativo tra le estremità del dissipatore, misurato in direzione orizzontale, associato al primo modo di vibrare della struttura,  $m_i$  è la massa associata al piano  $i$ -esimo e  $\phi_i$  è lo spostamento orizzontale modale, cioè l'autovettore, associato al piano  $i$ -esimo. Nel caso di dispositivi viscosi non lineari, la formulazione è invece la seguente (Seleemah et al., 1997; Hanson et al., 2001):

$$\xi_d = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j C_j \lambda f_j^{1+\alpha} \phi_{rj}^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} \cdot A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (6)$$

Nell'equazione precedente,  $\alpha$  è il coefficiente viscoso funzione della tipologia di dispositivo utilizzato,  $A$  è l'ampiezza della risposta in sommità corrispondente allo spostamento modale  $\phi_j$  normalizzato a uno in sommità e  $\lambda$  è un parametro calcolato nel modo seguente:

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1 + \alpha/2)}{\Gamma(2 + \alpha)} \quad (7)$$

dove  $\Gamma$  è la funzione di partecipazione gamma. I valori di questa funzione sono riportati in forma tabellare all'interno del documento FEMA273 (linee guida per la riabilitazione sismica delle strutture). Essendo i dispositivi viscosi oggetto di studio privi di rigidità, la risposta dinamica della struttura, tra cui il periodo naturale e i modi di vibrare, non risulta influenzata dall'inserimento di tali elementi.

Il metodo proposto da Hwang et al. (2010) si applica ai dispositivi viscosi lineari. Tuttavia, queste formulazioni possono essere estese anche ai dispositivi non lineari. Questo metodo, definito SSSE, cioè 'Story Shear Strain Energy', si propone come alternativa sia a quelli già presenti in letteratura caratterizzati da una distribuzione dei dispositivi dissipativi lungo lo sviluppo della struttura in modo proporzionale alle forze di taglio agenti ai vari piani, proposta da Pekcan et al. (1999), sia al metodo classico, spesso utilizzato dai progettisti, dove si assume che il coefficiente di smorzamento associato ai dispositivi viscosi sia lo stesso per ogni piano e ricavato attraverso la formulazione (5). Il metodo SSSE identifica quindi la seguente formulazione per il calcolo del coefficiente di smorzamento associato a ciascun dispositivo e ciascun piano:

$$C_j = \frac{4\pi\xi_d\phi_{rj}S_j\sum_i m_i\phi_i^2}{T\sum_i \phi_{ri}S_i(f_i\phi_{ri})^2} \quad (8)$$

Il metodo è stato validato per mezzo di apposite analisi numeriche.

Golzar et al. (2018) hanno sviluppato un dispositivo dissipativo duale che associa in parallelo un elemento viscoso a molle di tipo 'ring-springs' e che permette sia di dissipare energia sia di fornire la capacità ricentrante richiesta per eliminare il danno sugli elementi strutturali. Tale procedura mira a ridurre i costi economici dovuti al sisma e i tempi di inattività delle costruzioni danneggiate (Mander et al., 1997). Le 'ring-springs' sono dispositivi dissipativi basati sull'attrito e costituiti da forze di ripristino ricentranti. Essi sono generalmente costituiti da una serie di anelli interni ed esterni con superfici di accoppiamento rastremate. Quando vengono caricati assialmente, gli anelli interni sono sottoposti a compressione, mentre quelli esterni a trazione. In questo modo gli anelli scorrono l'uno sull'altro e riducono la lunghezza complessiva della pila. Quando la forza viene rimossa, gli anelli tornano nella loro posizione iniziale, cioè di scarico, a causa delle forze radiali presenti al loro interno. Le molle ad anello offrono, a differenza di quelle tradizionali, una forza significativa in un volume compatto (Bishay-Girges et al., 2014; Filiatrault, 2000), il che le rende interessanti per applicazioni strutturali. I test sperimentali condotti hanno permesso di verificarne le caratteristiche.

### Progettazione con approccio agli spostamenti / Displacement based design

Negli ultimi anni, numerose analisi sismiche hanno evidenziato l'incongruenza di alcune ipotesi e osservazioni utilizzate per la progettazione con approccio classico. Alcuni dei principali problemi sono legati alla determinazione dei valori di rigidità iniziale della struttura e di duttilità in spostamento che non risultano noti all'inizio della progettazione. Per superare tali inconvenienti è stato proposto un metodo alternativo basato sugli spostamenti (Priestley, 2002) e definito displacement based design (Priestley et al., 1999). In numerosi studi di ricerca è stato utilizzato il metodo DBD per la definizione e la progettazione dei dispositivi dissipativi di tipo viscoso (Kim et al., 2006; Lin et al., 2006, 2008; Sullivan et al., 2009; Pennucci et al., 2009; Kam et al., 2010; Bañuelos-García et al., 2020; Noruzvand et al., 2020).

Nello studio di ricerca condotto da Kim et al. (2006) è emerso che i dispositivi viscosi risultano particolarmente efficaci se applicati a strutture caratterizzate da un periodo proprio

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

di vibrare collocato nella zona di spettro a velocità costante. Kim et al. (2006) hanno proposto una metodologia per l'inserimento dei dispositivi viscosi nelle strutture esistenti. La metodologia proposta consiste, inizialmente, nell'effettuare un'analisi statica non lineare della struttura oggetto di intervento, priva cioè di dispositivi viscosi, al fine di determinarne la curva di capacità. Successivamente viene effettuata una bi-linearizzazione di tale curva al fine di ricavare i principali parametri di rigidezza, taglio e deformazione. Attraverso l'analisi agli autovalori si ricava il periodo principale della struttura. Successivamente si definiscono le coordinate di pseudo-spostamento, ottenute dividendo i valori di spostamento per il prodotto tra il fattore di partecipazione modale e la storia di spostamento legata al modo fondamentale della struttura. Infine, si effettua un'analisi iterativa per definire il drift massimo atteso in sommità alla struttura; se esso risulta superiore rispetto al drift limite previsto allora è necessario intervenire attraverso l'inserimento di dispositivi viscosi al fine di aumentare lo smorzamento della stessa. Lo smorzamento viscoso  $\xi_d$  finale della struttura è definito nel modo seguente:

$$\xi_d = \frac{1}{4\pi} \frac{T_{eff,d} \sum_{i=1}^N C_{di} \cos^2 \theta_i (\Delta_i - \Delta_{i-1})^2}{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i^2} \quad (9)$$

dove  $m_i$  è la massa sismica associata a ciascun piano dell'edificio,  $\Delta_i$  è lo spostamento associato al piano  $i$ -esimo,  $T_{eff,d}$  è il periodo efficace di progetto della struttura,  $\theta_i$  è l'inclinazione dei dispositivi e  $C_{di}$  è il coefficiente di smorzamento associato ai dispositivi. Essendo tutti termini noti e conoscendo lo smorzamento viscoso atteso associato alla struttura, è possibile ricavare il coefficiente viscoso  $C_d$  necessario per la scelta delle caratteristiche dei dispositivi che andranno applicati alla struttura, nell'ipotesi che i dispositivi viscosi di ciascun piano posseggano le stesse caratteristiche. Al termine della procedura è opportuno verificare che gli elementi strutturali, principalmente le colonne, siano in grado di resistere alle azioni assiali e taglianti addizionali provocate dall'inserimento dei dispositivi viscosi. Inoltre, dal punto di vista puramente economico, è preferibile installare la maggior parte dei dispositivi viscosi ai piani inferiori perché caratterizzati da maggiori richieste di spostamento di interpiano (Kim et al., 2006).

Lin et al. (2006) suggeriscono di determinare lo smorzamento viscoso equivalente fornito dai dispositivi viscosi non lineari partendo dal presupposto che la quantità di energia dissipata dai dispositivi viscosi lineari e non lineari sia la stessa; in aggiunta (Lin et al., 2008) affermano che i dispositivi viscosi non lineari, cioè con coefficiente  $\alpha$  inferiore a uno, sono

in grado di sviluppare una forza di smorzamento maggiore a velocità inferiori in presenza di eventi sismici di piccola e media intensità e possono fornire un determinato livello di smorzamento anche a grande velocità per terremoti di grande intensità sismica. Questo li rende economicamente più vantaggiosi rispetto a quelli lineari. Lin et al. (2008) hanno inoltre sviluppato una formulazione per il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente  $\xi_m$  per dispositivi non lineari che tiene in considerazione gli effetti dovuti alla deformazione assiale della colonna.

$$\xi_m = \frac{3 \sum_j \frac{\lambda_j C_{N,j}}{(2 + \alpha_j)} \left( \frac{2\pi}{T_m} \right)^{\alpha_j - 2} u_{roof}^{\alpha_j - 2} (\phi_{mhr,j} - \phi_{mvr,j} \tan \theta_j)^{\alpha_j + 1} f_j^{\alpha_j + 1}}{2\pi \sum_i m_i \phi_{mi}^2} \quad (10)$$

dove  $T_m$  è il periodo principale della struttura relativo al primo modo di vibrare,  $\theta_j$  è l'angolo di inclinazione dei dispositivi viscosi all'interno della struttura e  $\phi_{mhr,j}$  e  $\phi_{mvr,j}$  indicano, rispettivamente, lo spostamento modale orizzontale e verticale relativo associato al primo modo di vibrare tra le due estremità del dissipatore  $j$  lungo l'asse longitudinale.

È stata quindi proposta la seguente procedura di progettazione per l'inserimento di tali dispositivi secondo i principi del displacement based design: determinazione dello spostamento massimo di progetto in sommità alla struttura  $u_{roof}$  (desunto dai codici di progettazione); scelta della posizione di installazione dei dispositivi; definizione preliminare del coefficiente di dissipazione associato a ciascun dispositivo  $C_{N,j}$  e del tipo di dissipatore  $\alpha_j$ . Successivamente viene eseguita l'analisi pushover e la curva di capacità risultante viene bi-linearizzata al fine di ottenere il valore di duttilità  $\mu$  e il valore di rigidezza post-snervamento. Successivamente deve essere calcolato il periodo equivalente  $T_e$  (11) e lo smorzamento equivalente  $\xi_e$  (12). Quest'ultimo è ottenuto dalla somma dello smorzamento inelastico  $\xi_{inel}$  e viscoso  $\xi_{vis}$ .

$$\frac{T_e}{T_m} = \left[ \alpha + (1 - \alpha) \left( \frac{1}{\mu^3} + \frac{3}{2\mu} \left( 1 - \frac{1}{\mu^2} \right) \right) \right]^{-1/2} \quad (11)$$

$$\xi_e = \xi_{inel} + \xi_{vis} \quad (12)$$

È quindi possibile costruire lo spettro di progetto in spostamento, ridotto del termine  $\xi_e$ , ed estrarre il nuovo valore di spostamento  $u_{roof}'$  corrispondente al periodo equivalente  $T_e$ . Se il rapporto tra  $u_{roof}$  e  $\Gamma$ , cioè il fattore di partecipazione, è circa uguale a  $u_{roof}'$  allora la procedura è conclusa, altrimenti è necessario cambiare i valori di partenza di  $C_{N,j}$  e  $\alpha_j$  associati a

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

ciascun dispositivo e ripetere il procedimento. Una volta che il procedimento è arrivato a convergenza è possibile realizzare il dispositivo viscoso non lineare sulla base delle caratteristiche meccaniche ottenute nell'ultima iterazione. È importante sottolineare che questo studio di ricerca considera solo il primo modo di vibrare associato alla struttura sulla base di quanto dimostrato da Huang (2003), cioè che i dissipatori viscosi di tipo non lineare possono ridurre significativamente l'effetto dei modi di vibrare superiori.

Successivamente in Sullivan et al. (2009) è proposta una formulazione semplificata per il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente di sistemi dotati di dissipatori viscosi che sfrutta appositi rapporti di resistenza definiti dal progettista a monte del processo. L'approccio DBD sviluppato è relativamente rapido da utilizzare e garantisce una progettazione sismica semplificata della struttura oggetto di studio. Per verificare la capacità del metodo di progettazione sono state eseguite analisi dinamiche non lineari utilizzando una serie di accelerogrammi spettro-compatibili. Queste analisi hanno mostrato che la procedura semplificata soddisfa gli obiettivi prestazionali, cioè essa è in grado di limitare le deformazioni e i danni alla struttura.

La procedura proposta è la seguente: assegnazione dei rapporti di forza all'interno della struttura al fine della definizione del profilo deformativo della stessa; utilizzo del displacement based design per la definizione del sistema SDoF equivalente dal quale è possibile ricavare  $m_e$ ,  $h_e$  e  $\Delta_d$ ; stima dello smorzamento viscoso equivalente del sistema duale  $\xi_{sys}$ ; utilizzo del DBD al fine di ricavare il taglio di progetto alla base; scelta degli elementi resistenti al fine di raggiungere il valore di taglio ottenuto precedentemente, cercando di rispettare i rapporti di resistenza definiti inizialmente.

$$\xi_{sys} = \frac{V_{wall}\xi_{wall} + V_{EBF}\xi_{EBF} + F_{damper}}{V_b} \quad (13)$$

dove  $\xi_{wall}$  è lo smorzamento associato a pareti in calcestruzzo armato,  $F_{damper}$  è la forza dei dissipatori,  $V_{EBF}$  e  $\xi_{EBF}$  sono, rispettivamente, il valore di taglio e di smorzamento associati al telaio, mentre  $V_{wall}$  è il taglio alla base della parete.

$$\xi_{wall} = 0.05 + 0.444 \left( \frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (14)$$

In Kam et al. (2010), sono stati definiti dei parametri  $\lambda_1$  e  $\lambda_2$  in grado di definire una proporzione tra i dispositivi viscosi e quelli isteretici in funzione della tipologia di parete.



$$\lambda_1 = \frac{F_{BLE}}{F_{EP} + F_V} \quad (15)$$

$$\lambda_2 = \frac{F_V}{F_{EP} + F_V} = \lambda_1 \cdot \frac{F_V}{F_{BLE}} \quad (16)$$

dove  $F_{BLE}$  rappresenta la forza di snervamento dei soli cavi post-tesi,  $F_{EP}$  è la forza al limite elastico associata ai dispositivi isteretici alla base e  $F_V$  la forza associata ai dispositivi viscosi. Al fine di garantire il ricentraggio della struttura e una buona capacità dissipativa si raccomandano i seguenti range di parametri:  $\lambda_1$  compreso tra 0.8 e 1.6 e  $\lambda_2$  compreso tra 0.25 e 0.75 (Kam et al., 2010). Nel caso non vi fossero dispositivi viscosi  $\lambda_2$  è pari a zero; mentre nel caso opposto, cioè in assenza di dispositivi isteretici (l'intera domanda energetica viene assorbita dai dispositivi viscosi) i parametri assumono i seguenti valori:  $\lambda_1$  pari a 1.25 e  $\lambda_2$  pari a 1. Inoltre, l'utilizzo congiunto di dispositivi ad attrito e viscosi contribuisce a limitare la risposta in accelerazione del sistema e quindi il taglio alla base.

Bañuelos-García et al. (2020) hanno invece sviluppato la seguente procedura per l'inserimento di dispositivi di tipo fluido-viscoso. Inizialmente deve essere effettuato un pre-dimensionamento strutturale in accordo alle normative sismiche, al fine di definire una distribuzione preliminare realistica della rigidezza della struttura. Successivamente è effettuata un'analisi modale sul modello strutturale elastico, cioè quello definito nello step precedente, e vengono ricavate le seguenti grandezze: il fattore di partecipazione  $\Gamma$ , il periodo fondamentale della struttura  $T_E$  e la forma di vibrare fondamentale  $\phi_1^E$ . Sulla base di questi parametri è possibile calcolare lo spostamento spettrale a snervamento  $S_{dy}$  per il sistema SDoF equivalente.

Successivamente deve essere definita la distribuzione del danno all'interno della struttura, cioè gli elementi in cui si sviluppano le cerniere plastiche, funzione dello stato limite considerato. Viene quindi nuovamente eseguita l'analisi modale, non più sulla struttura elastica, ma su quella danneggiata e caratterizzata da periodo  $T_U$ . Questa analisi permette di definire lo spostamento spettrale di riferimento  $S_{du}$ . È quindi possibile ricavare la duttilità in spostamento  $\mu$  dal rapporto tra  $S_{dy}$  e  $S_{du}$ .

A questo punto è necessario modificare lo smorzamento viscoso effettivo, ottenuto precedentemente per un dato valore di  $\mu$ , fino a quando lo spettro inelastico di spostamento non risulta uguale allo spettro di progetto  $S_{du}$ . In questo step vengono applicati sulla struttura i dispositivi viscosi al fine di soddisfare i requisiti richiesti per un determinato stato limite. Vengono quindi calcolati i valori di accelerazione al limite elastico e ultimo,  $S_{ay}$  e  $S_{au}$ ,

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

e viene definita la curva di capacità del sistema SDoF equivalente. È quindi possibile calcolare lo smorzamento associato ai dispositivi fluido-viscosi  $C_k$  (Bañuelos-García et al., 2020) e quello associato ai modi di vibrare superiori  $\xi_R$  (Ramirez et al., 2000).

$$\xi_R = \xi_{0R} + \xi_{dR} \quad (17)$$

Nell'equazione precedente,  $\xi_{0R}$  indica il fattore di smorzamento intrinseco della struttura associato ai modi di vibrare superiori, mentre  $\xi_{dR}$  è il fattore di smorzamento fornito dal dispositivo viscoso associato ai modi di vibrare superiori. Sempre Ramirez et al. (2000) hanno definito una modalità semplificata per il calcolo del periodo associato ai modi di vibrare superiori  $T_R$ , cioè esso può essere assunto pari al secondo modo di vibrare della struttura  $T_2$  oppure pari al 40% del primo modo di vibrare  $T_1$ .

Infine, la procedura di Bañuelos-García et al. (2020) richiede la determinazione delle forze di progetto associate ai vari elementi in funzione di tre differenti analisi: analisi dei carichi gravitazionali, analisi a spettro di risposta della struttura elastica e analisi a spettro di risposta della struttura inelastica. Sommando le forze risultanti dalle tre analisi è possibile ottenere le forze totali che devono essere utilizzate per il progetto degli elementi strutturali in accordo alle disposizioni costruttive vigenti.

Anche Noruzvand et al. (2020) hanno proposto una procedura per l'inserimento di dispositivi viscosi all'interno di edifici sulla base del displacement based design. Prima di tutto viene definito il valore di drift di progetto  $\theta_c$  che si vuole assegnare alla struttura. Successivamente viene definita la deformata della struttura.

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_c h_i \frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1} \quad (18)$$

dove  $H_n$  è l'altezza totale della struttura,  $h_i$  è l'altezza di interpiano e  $\omega_\theta$  è un fattore di riduzione che tiene conto dell'influenza dei modi di vibrare superiori sulla storia di spostamento della struttura ed è definito nel modo seguente:

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1 \quad (19)$$

A questo punto è possibile calcolare lo spostamento di progetto, la massa equivalente e l'altezza equivalente relative al sistema SDoF. Si calcola il fattore di duttilità in spostamento e lo smorzamento viscoso equivalente come somma dello smorzamento elastico, isteretico e viscoso.

$$\xi_{el} + \xi_{hyst} = 0.05 + C \left( \frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (20)$$

dove C è un coefficiente che dipende dalle caratteristiche isteretiche (Priestley et al., 2007; Noruzvand et al., 2020). Mentre lo smorzamento viscoso è calcolato nel modo seguente:

$$\xi_{VD} = \frac{\beta}{2} \quad (21)$$

dove  $\beta$  è la percentuale di taglio che dovrebbe essere gestita dai dispositivi viscosi (Noruzvand et al., 2020). Successivamente vengono determinati il periodo effettivo, il taglio e il momento alla base della struttura. Il taglio alla base viene distribuito ai vari livelli sulla base del profilo di spostamento definito da progetto.

Si calcola quindi il coefficiente di smorzamento associato ai dispositivi viscosi  $C_i$  (Sullivan et al., 2012):

$$C_i = \frac{F_{d,i} T_e}{2\pi\Delta_{d,i}} \quad (22)$$

dove  $\Delta_{d,i}$  e  $F_{d,i}$  sono, rispettivamente, lo spostamento relativo e la forza viscosa associati al dispositivo viscoso collocato al piano  $i$ -esimo.

Nella procedura studiata da Noruzvand et al. (2020) è proposta una modifica preliminare a quest'ultima formulazione per tener conto dei modi di vibrare superiori:

$$C_i = \gamma \frac{F_{d,i} T_e}{2\pi\Delta_{d,i}} \quad (23)$$

Nell'espressione precedente,  $\gamma$  è definita dal rapporto tra il valore dello spettro di velocità SV e quello relativo allo spettro di pseudo-velocità PSV.

Per definire gli effetti dei modi di vibrare superiori si definisce il termine  $\eta$  pari al rapporto tra il picco della velocità reale  $V_r$  e quella di progetto  $V_d$  associate ai dispositivi viscosi. Per la determinazione di questo fattore devono essere eseguite delle analisi dinamiche non lineari sulla struttura definita precedentemente e sottoposta a determinati input sismici di progetto. A questo punto è possibile calcolare il fattore di smorzamento finale nel seguente modo:

$$C_i = \frac{\gamma F_{d,i} T_e}{2\eta\pi\Delta_{d,i}} \quad (24)$$

La procedura è stata validata considerando come caso studio una struttura multipiano in acciaio, rispettivamente di quattro, otto e dodici piani fuori terra, abbinata a dei dispositivi

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

fluido-viscosi. Le analisi hanno permesso di constatare che la procedura DBD proposta da Sullivan et al. (2012) causa un significativo sovradimensionamento della struttura e dei dispositivi ad essa abbinati, principalmente a causa della differenza tra il valore di SV e quello di PSV e per l'effetto dei modi di vibrare superiori. Se invece vengono considerati i fattori  $\eta$  e  $\gamma$  nel processo di progettazione, i coefficienti di smorzamento diminuiscono in modo significativo; per esempio, nel caso di struttura di dodici piani, l'utilizzo di questi fattori ha permesso di ridurre i coefficienti di smorzamento di piano di circa il 54.6%.

### *Metodo di progettazione semplificato per l'inserimento di dispositivi viscosi in setti rocking / Simplified DBD design method for viscous devices in rocking walls*

In questo paragrafo è presentato un metodo semplificato per la definizione delle caratteristiche dei dispositivi viscosi necessari per il raggiungimento di determinati livelli di smorzamento all'interno di una struttura con setti rocking sulla base della progettazione DBD.

Partendo dagli studi condotti da Noruzvand et al. (2020), è stata sviluppata una procedura semplificata, schematizzata in Figura 197, finalizzata alla sostituzione parziale o totale dei dispositivi isteretici con dispositivi viscosi lineari in setti con tecnologia rocking. Tale procedura sfrutta il displacement based design per il passaggio dalla struttura reale a più gradi libertà MDoF a quella equivalente caratterizzata da un unico grado di libertà SDoF e, a differenza delle procedure di progetto descritte nella sezione precedente, intende fornire ai progettisti uno strumento semplificato per valutare in via preliminare la quantità e le caratteristiche dei dispositivi viscosi in strutture esistenti. I dispositivi viscosi andranno a integrare o sostituire totalmente i dispositivi isteretici.

Questa tecnica può inoltre essere utilizzata in pareti rocking danneggiate in cui risulta difficile intervenire a livello dell'interfaccia parete-fondazione per il controllo, la riparazione o la sostituzione dei dispositivi isteretici, in quanto consente di definire una quantità di dispositivi viscosi equivalenti facilmente installabili all'esterno della struttura.

Inizialmente, come schematizzato in Figura 197, la procedura di progetto prevede l'utilizzo del displacement based design per il passaggio da un sistema MDoF a più gradi di libertà a un sistema SDoF a un singolo grado di libertà equivalente. Sono di seguito riportate le principali formulazioni per il calcolo dello spostamento di interpiano  $\Delta_i$ , dello spostamento di progetto  $\Delta_d$ , della massa, dell'altezza e dello smorzamento equivalenti, rispettivamente  $m_e$ ,

$H_e$  e  $\xi_e$ , del taglio alla base  $V_b$ , delle forze di inerzia ai vari piani  $F_i$  e, infine, del momento alla base del sistema  $M_b$  (Priestley et al., 2007; Calvi et al., 2008; Noruzvand et al., 2020).

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_c h_i \frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1} \quad (25)$$

dove  $\omega_\theta$  è un fattore di riduzione per i modi di vibrare superiori, di valore inferiore all'unità, ottenuto dalla seguente relazione:

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \quad (26)$$

Successivamente è possibile calcolare spostamento di progetto, massa e altezza del sistema SDoF equivalente.

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \Delta_i^2}{\sum m_i \Delta_i} \quad (27)$$

$$m_e = \frac{\sum m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (28)$$

$$H_e = \frac{\sum m_i \Delta_i H_i}{\sum m_i \Delta_d} \quad (29)$$

dove  $m_i$  e  $H_i$  rappresentano, rispettivamente, la massa e l'altezza di interpiano riferite al piano  $i$ -esimo. Il rapporto tra lo spostamento di progetto  $\Delta_d$  e quello a snervamento  $\Delta_y$ , quest'ultimo calcolato dal prodotto tra la rotazione a snervamento  $\theta_y$  e l'altezza equivalente  $H_e$ , consente di calcolare la duttilità in spostamento  $\mu_\Delta$ . Lo smorzamento equivalente del sistema è pari alla somma di tre contributi: elastico, isteretico e viscoso.

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} + \xi_{vd} \quad (30)$$

Lo smorzamento viscoso  $\xi_{vd}$ , dove il pedice 'vd' sta per 'viscous damper', rappresenta il contributo dei dispositivi viscosi, siano essi lineari o non lineari, mentre la somma del contributo elastico  $\xi_{el}$  e di quello isteretico  $\xi_{hyst}$  è definita nella formulazione (20). È quindi possibile definire il periodo equivalente del sistema SDoF in funzione dello spostamento di progetto  $\Delta_d$  e dello smorzamento equivalente  $\xi_{eq}$ . Se lo smorzamento equivalente è diverso dal 5%, valore assunto come riferimento, è possibile calcolare un fattore di scala associato allo smorzamento  $R_\xi$  (Eurocodice 8, 1998).

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

$$R_{\xi} = \left( \frac{0.01}{0.05 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (31)$$

Successivamente si calcola la rigidezza equivalente e il taglio massimo alla base del sistema SDoF.

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (32)$$

$$V_b = k_e \Delta_d \quad (33)$$

Le forze di inerzia orizzontali ai vari impalcati vengono calcolate con la seguente espressione, suddividendo il taglio massimo alla base  $V_b$  in funzione delle masse  $m_i$  e degli spostamenti  $\Delta_i$  associati a ciascun piano  $i$ -esimo.

$$F_i = kV_b \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i} \quad (34)$$

Nel caso dell'ultimo impalcato l'espressione diventa invece la seguente:

$$F_i = (1-k)V_b + kV_b \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i} \quad (35)$$

in cui  $k$  è un coefficiente che dipende dal numero di piani della struttura ed è pari a 1 nel caso di edifici con un numero di piani uguale o inferiore a dieci, mentre è pari a 0.8 nel caso di strutture con un numero di piani superiore a dieci. Il momento massimo alla base del sistema equivalente è ottenuto dalla seguente espressione:

$$M_b = V_b H_e \quad (36)$$

Grazie a queste formulazioni, in particolare al calcolo del taglio e del momento alla base, è possibile progettare il sistema rocking con abbinati dispositivi dissipativi. È quindi possibile utilizzare la procedura descritta in Figura 197 per l'inserimento dei dispositivi viscosi o per la sostituzione dei dispositivi isteretici con quelli viscosi lineari o non lineari.

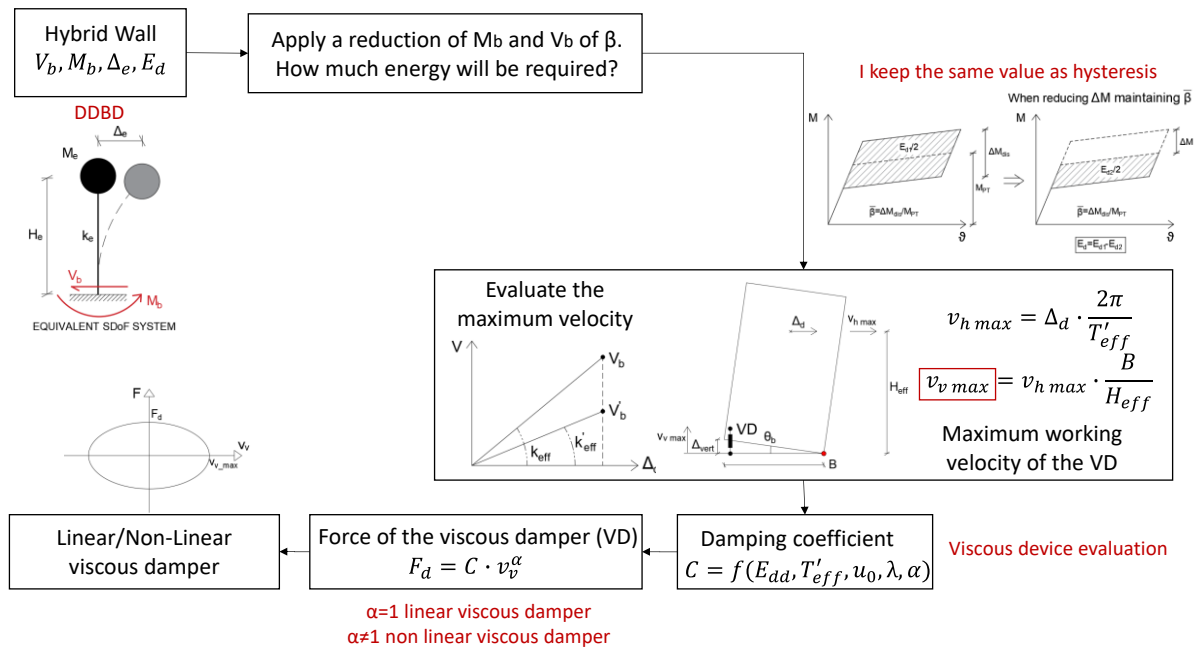


Figura 197. Procedura semplificata per l'inserimento o la sostituzione di dispositivi isteretici con dispositivi viscosi lineari. / Simplified procedure for insertion or replacement of the hysteretical devices with the linear viscous devices.

Dopo aver definito le caratteristiche principali del sistema SDoF equivalente attraverso l'approccio agli spostamenti è necessario stabilire quanta energia  $E_d$  trasferire dai dispositivi isteretici a quelli viscosi, cioè quanto momento  $\Delta M$  trasferire ad essi. Nel caso si volessero sostituire integralmente i dispositivi isteretici,  $\Delta M$  sarà pari a  $M_b$ .

In funzione di ciò vengono definiti i nuovi valori di momento  $M_b'$  e taglio  $V_b'$  alla base. Si ricalcolano i valori di rigidezza  $k_e'$  e periodo  $T_e'$  equivalenti associati alla nuova configurazione. Essendo lo spostamento di progetto  $\Delta_d$  costante, il nuovo valore di rigidezza equivalente  $k_e'$  sarà pari al rapporto tra  $V_b'$  e  $\Delta_d$  (Figura 197). Il nuovo valore di periodo equivalente  $T_e'$  è quindi pari a:

$$T_e' = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_e'}} \quad (37)$$

Dopo aver definito le nuove caratteristiche del sistema SDoF, è possibile calcolare la massima velocità orizzontale  $v_{h \max}$  e verticale  $v_{v \max}$  necessarie per il dimensionamento dei dispositivi viscosi. Essendo la pulsazione naturale del sistema a un grado di libertà  $\omega_1$  pari a (38), la velocità orizzontale massima può essere definita con l'espressione (40), cioè calcolata moltiplicando lo spostamento di progetto  $\Delta_d$  per la pulsazione del sistema.

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k_e'}{m_e}} \quad (38)$$

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

Essendo lo smorzamento tipico in ambito strutturale  $\zeta$  inferiore o al limite uguale al 5%, il valore della pulsazione del sistema smorzato  $\omega_d$ , calcolato con l'espressione (39), può essere assunto pari al valore della pulsazione naturale del sistema  $\omega_1$ , cioè non smorzato (differenze dell'ordine dello 0.13%).

$$\omega_d = \omega_1 \cdot \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (39)$$

$$v_{h,\max} = \Delta_d \frac{2\pi}{T_{eff}} \quad (40)$$

La rotazione alla base  $\theta_b$ , calcolata dal rapporto tra lo spostamento verticale all'estremità della parete  $\Delta_{vert}$  e la larghezza B della parete stessa, può anche essere ottenuta dividendo lo spostamento di progetto  $\Delta_d$  per l'altezza effettiva  $H_{eff}$ .

$$\theta_b = \frac{\Delta_d}{H_{eff}} = \frac{\Delta_{vert}}{B} \quad (41)$$

Sulla base di questa proporzione, non ragionando più in termini di spostamenti bensì di velocità, è possibile calcolare la velocità verticale massima nel seguente modo:

$$v_{v,\max} = v_{h,\max} \frac{B}{H_{eff}} \quad (42)$$

In questo modo è possibile calcolare la velocità verticale massima  $v_{v,\max}$  a cui lavorerà il dispositivo viscoso nell'ipotesi di posizionamento dello stesso all'estremità della parete in direzione parallela rispetto all'asse longitudinale della parete.

A questo punto è possibile procedere in due modi differenti; nel primo caso, supponendo che tutta l'energia sia dissipata dai dispositivi viscosi lineari, si procede eguagliando l'area dissipata dalla struttura  $E_d$  con l'area sottesa alla curva forza-velocità del dispositivo viscoso  $E_{d\_viscous}$ . Nel caso di n dispositivi, l'area  $E_{d\_viscous}$  sarà pari a n volte l'area sottesa al singolo dispositivo  $E_{d\_viscous\_i}$ . Nel caso di dispositivo viscoso lineare, la curva forza-velocità associata al dispositivo viscoso avrà forma ellittica; quindi, è possibile calcolarla nel seguente modo:

$$E_{d\_viscous} = v_{v,\max} \cdot F_d \cdot \pi = \pi \cdot C \cdot v_{v,\max}^2 \quad (43)$$

Eguagliando le energie è possibile ricavare il coefficiente di smorzamento C associato al dissipatore.



$$C = \frac{E_d}{n\pi \cdot v_{v,\max}^2} \quad (44)$$

Nel caso invece di dispositivo viscoso non lineare, cioè con coefficiente  $\alpha$  diverso da 1, non essendo più ellittica l'area sottesa al dispositivo, cioè l'energia dissipata, è possibile utilizzare le formulazioni studiate da Hwang et al. (2008) per calcolare il coefficiente C.

$$C = \frac{E_d}{u_0^{1+\alpha} \omega^\alpha \lambda} \quad (45)$$

dove  $u_0$  equivale allo spostamento di interpiano  $\Delta_i$ ,  $\omega$  è la frequenza (definita come l'inverso del periodo  $T_e$ ),  $\alpha$  è il coefficiente del dispositivo viscoso (pari a uno nel caso di dispositivi viscosi di tipo lineare) e  $\lambda$  è un parametro (Hwang et al., 2008) calcolato con l'espressione (7) e tabellato, per differenti valori del coefficiente  $\alpha$ , all'interno della FEMA 273.

Infine, è possibile calcolare la forza associata ai dispositivi viscosi  $F_d$  nel seguente modo:

$$F_d = C \cdot v_v^\alpha \quad (46)$$

Sulla base dei valori di C e  $F_d$  è possibile scegliere i dispositivi viscosi da collocare esternamente in corrispondenza dell'interfaccia parete-fondazione.

### *Validazione e analisi / Validation and analysis*

Per la validazione della procedura sopra proposta, è stata inizialmente considerata una parete con tecnologia rocking e dispositivi isteretici alla base, questi ultimi rappresentati da barre in acciaio non aderenti in corrispondenza dell'interfaccia parete-fondazione. Al centro della parete sono stati inseriti cavi non aderenti post-tesi per consentire il ricentraggio del sistema. La parete è parte di una struttura residenziale costituita da tre piani fuori terra, di altezza di interpiano  $H_f$  pari a 3m, realizzata con calcestruzzo armato di resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck}$  pari a 50MPa e acciaio di classe B450C, cioè resistenza a snervamento  $f_{yk}$  pari a 450MPa e a rottura  $f_{uk}$  pari a 540MPa. La parete ha dimensioni in pianta 3x0.3m ed è caratterizzata da un set di cavi post-tesi con resistenza caratteristica  $f_{yPT}$  pari a 1634MPa e modulo elastico  $E_{PT}$  pari a 195GPa. Vengono fissati anche i valori di lunghezza non aderente dei dispositivi isteretici alla base  $L_{dad}$ , il fattore di ricentraggio  $\lambda$  e il drift massimo in sommità  $\theta_{top}$ . Essi risultano rispettivamente pari a 0.08, 3 e 2%. È quindi possibile utilizzare la procedura DBD per ottenere i parametri associati al sistema a un grado di libertà equivalente. Si ottengono quindi i seguenti valori: spostamento equivalente  $\Delta_e$  pari

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

a 140mm, smorzamento equivalente  $\xi_{eq}$  pari a 12.3%, periodo equivalente  $T_e$  pari a 1.65s, massa equivalente  $m_e$  pari a 249.6t, rigidità equivalente  $k_e$  pari a 3619kN/m, taglio alla base  $V_b$  pari a 452kN e momento alla base  $M_b$  pari a 3213kNm.

Sulla base di questi parametri è possibile effettuare una progettazione di massima della parete (Mpampatsikos et al., 2020) che sarà così costituita: due dissipatori isteretici di area effettiva  $A_{d_i-eff}$  pari a 2716mm<sup>2</sup> e distanti 450mm tra loro e cavi post-tesi di area effettiva  $A_{PT_i-eff}$  pari a 2123mm<sup>2</sup> posizionati al centro della parete. La lunghezza dei dispositivi isteretici  $L_d$  è pari a 210mm.

È stata quindi condotta una modellazione con molle traslazionali a sola compressione alla base della parete con il software MidasGen (MidasGen, 2019). La rigidità delle molle traslazionali  $K_x$  è stata calcolata con l'espressione  $EA/L$ , dove  $L$  è stata assunta pari alla metà della larghezza della parete (Trono, 2014). Essa è pari a 372780N/mm per le molle interne e 186390N/mm per le due molle di estremità. In totale sono state inserite trentuno molle, quindici lungo ciascun lato e una in mezzeria. È stata effettuata un'analisi statica non lineare che ha permesso di ottenere la curva di capacità associata alla parete. L'area sottesa alla curva, cioè l'energia dissipata  $E_d$ , è pari a 139395kNmm.

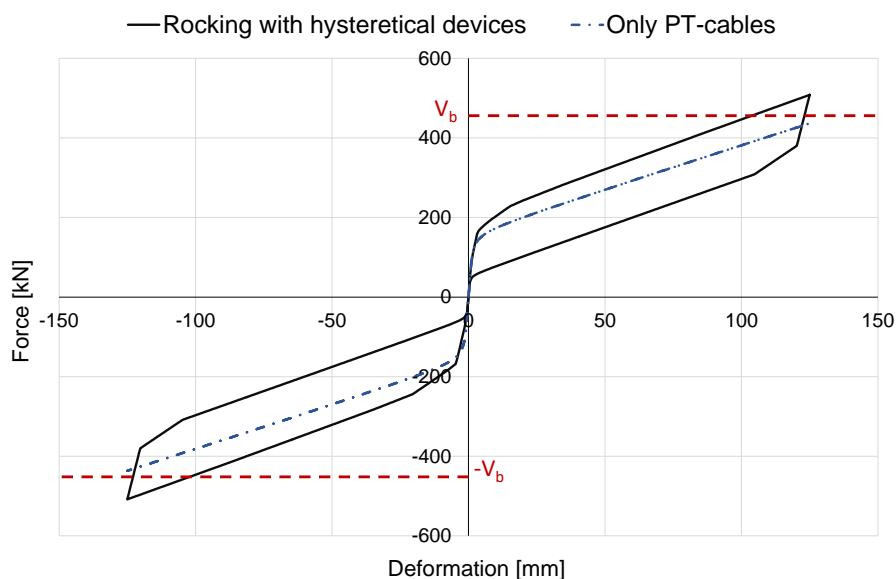


Figura 198. Analisi statica non lineare parete rocking con dispositivi isteretici (MidasGen, 2019). / Static non-linear analyses for a rocking wall with additional steel rebars (MidasGen, 2019).

In Figura 198 le linee rosse tratteggiate indicano i valori di taglio alla base  $V_b$  ottenuti dalla procedura DBD, la linea nera indica il comportamento isteretico della parete con dissipatori alla base, mentre la linea blu il comportamento isteretico del solo cavo post-teso, cioè in assenza dei dissipatori alla base.

Successivamente sono stati sostituiti tutti i dispositivi isteretici, utilizzando la procedura descritta in Figura 197, con dispositivi viscosi lineari, cioè con parametro  $\alpha$  pari a 1 (LVD). Una volta definite le caratteristiche principali del sistema SDoF equivalente ed aver ottenuto i valori di velocità orizzontale  $v_{h,max}$  e verticale  $v_{v,max}$  alla base della parete, è possibile calcolare il valore del coefficiente viscoso  $C$  con l'espressione (44). Il coefficiente  $C$  relativo al singolo dispositivo viscoso, nell'ipotesi di inserirne quattro, cioè due in corrispondenza di ciascuna estremità della parete, è pari a 2.2kNs/mm. È stata quindi ricondotta l'analisi in MidasGen in grandi spostamenti apportando le opportune modifiche ai dissipatori, cioè eliminando i dispositivi isteretici ed inserendo dei dispositivi viscosi attraverso appositi general link di tipo viscous damper. L'analisi dinamica non lineare con forzante armonica riportata in Figura 199 fornisce un valore di energia dissipata  $E_{d\_LVD}$  pari a 138792kNmm, che differisce solo dello 0.43% dal valore di partenza  $E_{d\_hyst}$ .

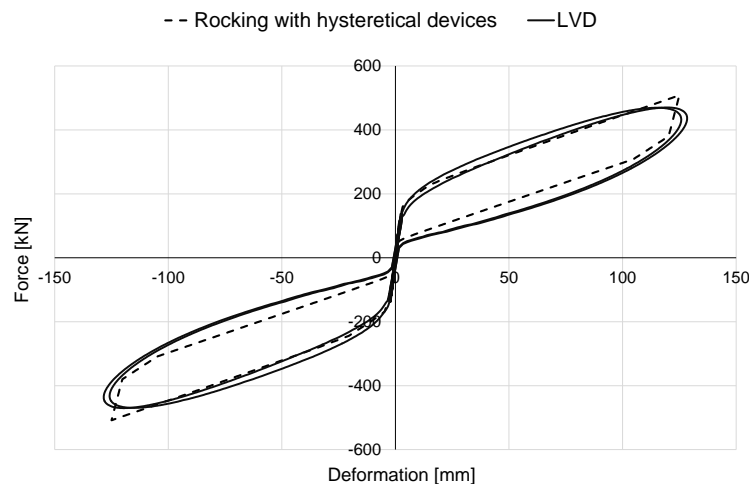


Figura 199. Analisi dinamica non lineare con forzante armonica parete rocking con dispositivi viscosi lineari (LVD). / Dynamic non-linear analyses for a rocking wall with additional linear viscous dampers (LVD).

Successivamente è stata condotta un'analisi in MidasGen sui dispositivi viscosi non lineari, mostrata in Figura 200, al fine di valutare, a parità di forza, l'influenza del parametro  $\alpha$  sulla capacità dissipativa dell'elemento.

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

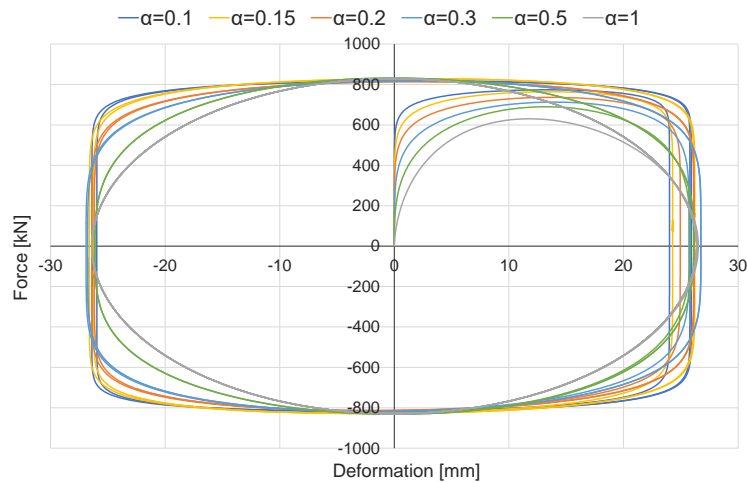


Figura 200. Analisi del parametro  $\alpha$  per i dispositivi viscosi non lineari. / Evaluation of the  $\alpha$  parameter of the non-linear viscous dampers.

Passando da dispositivi viscosi lineari, cioè con coefficiente  $\alpha$  pari a 1, a dispositivi viscosi non lineari,  $\alpha$  diverso da 1, l'energia dissipata dal sistema aumenta.

Supponendo quindi ora di voler sostituire i dispositivi isteretici con dispositivi viscosi di tipo non lineare con parametro  $\alpha$  pari a 0.3 (NLVD), è stata riutilizzata la procedura di Figura 197. Il coefficiente  $C$  associato al singolo dispositivo viscoso non lineare, calcolato con l'espressione (45), è pari a 21kNs/mm (un dispositivo a ciascuna estremità della parete rocking). In questo caso l'analisi in MidasGen ha fornito un valore di energia dissipata  $E_{d\_NLVD}$  pari a 144808kNmm, che si discosta del 3.88% dal valore di energia dissipata  $E_{d\_hyst}$  di partenza, vedi Figura 201.

Per la procedura di validazione è stata inizialmente utilizzata una forzante armonica, mentre successivamente è stata effettuata un'analisi dinamica non lineare con tre accelerogrammi spettro-compatibili.

È stata quindi inizialmente utilizzata una forzante armonica.

$$F(t) = e^{-\zeta t} (A + Ct) \cdot \sin(\omega_1 t) \quad (47)$$

Nell'equazione precedente,  $A$  è l'ampiezza della forzante armonica,  $f$  è la frequenza,  $t$  è l'istante temporale,  $\zeta$  è il fattore di smorzamento della forzante e  $C$  è un fattore di amplificazione dinamica.

Il modello implementato in MidasGen, sulla base di quanto utilizzato nelle fasi progettuali iniziali, è stato sottoposto a una forzante di frequenza pari a 1Hz e un fattore di amplificazione dinamica nullo. In Figura 201 si riportano i risultati dinamici ottenuti.

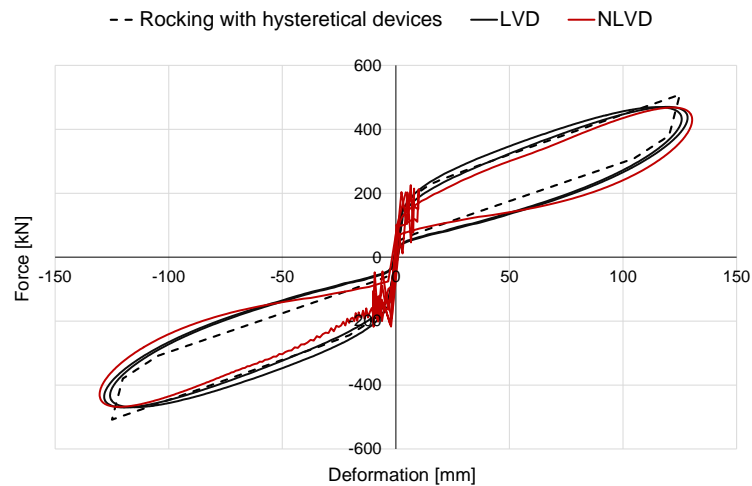


Figura 201. Analisi dinamica non lineare parete rocking con dispositivi viscosi lineari (LVD) e non lineari (NLVD). / Dynamic non-linear analyses for a rocking wall with additional linear (LVD) and non linear (NLVD) viscous dampers.

La procedura semplificata qui riportata, seppur molto semplice da implementare, risulta robusta per la totale sostituzione dei dispositivi isteretici presenti in pareti rocking con dispositivi viscosi, sia di tipo lineare sia di tipo non lineare.

Successivamente sono state eseguite delle ulteriori analisi al fine di valutare differenti valori della forzante armonica e confrontare i valori della parete rocking con soli dispositivi isteretici (RW) o con soli dispositivi viscosi lineari (LVD). È stata rieseguita la procedura di dimensionamento andando a modificare il valore della forzante armonica di ingresso  $f$  (cioè quella utilizzata precedentemente e pari a 1Hz), nello specifico dimezzandola ( $0.5f$ ) e raddoppiandola ( $2f$ ), e sono stati confrontati in Figura 202 i risultati prima e dopo l'inserimento dei dispositivi viscosi di tipo lineare LVD.

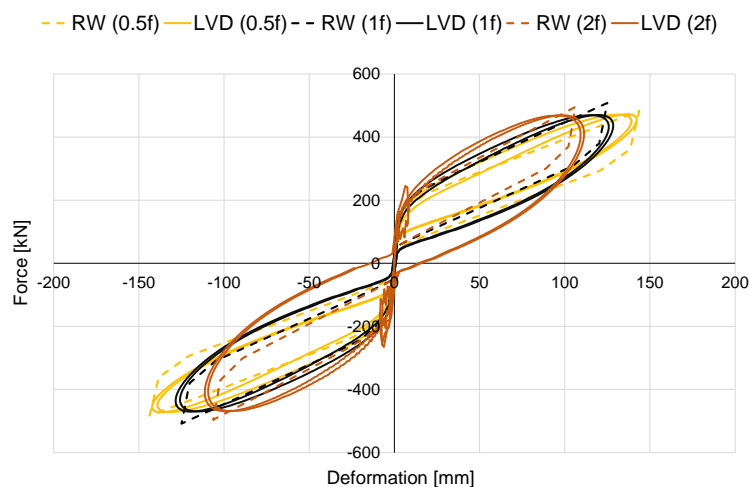


Figura 202. Confronto in termini di forzante armonica tra parete rocking senza (RW) e con l'aggiunta di dispositivi viscosi (LVD). / Force-deformation results before (RW) and after (LVD) implementation of linear viscous dampers with simplified procedure.

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

È stata quindi ricondotta l'analisi non lineare con degli accelerogrammi spettro-compatibili, considerando la struttura realizzata a L'Aquila, su terreno stratigrafico di tipo C e caratteristiche topografiche T1. Il valore di accelerazione orizzontale massima su suolo rigido  $a_g$  è pari a 0.261g, il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  $F_0$  è pari a 2.364 e il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T_c^*$  è pari a 0.346. Sono stati utilizzati tre accelerogrammi a stato limite di salvaguardia della vita creati all'interno del software SIMQKE\_GR (Figura 203).

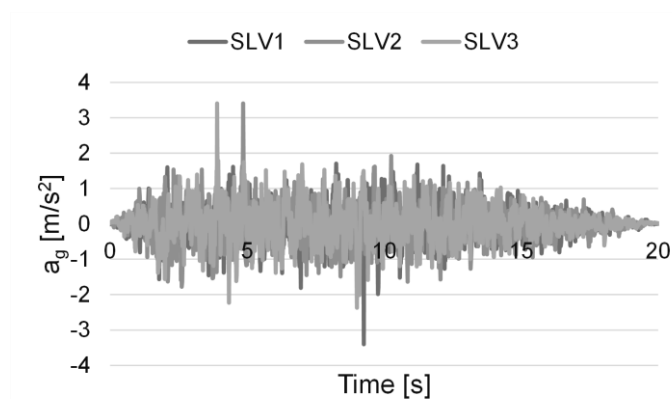


Figura 203. Accelerogrammi spettro-compatibili a stato limite di salvaguardia della vita (SIMQKE\_GR, Prof. P. Gelfi). / Artificial earthquake at life safety limit state compatible with response spectra (SIMQKE\_GR, Prof. P. Gelfi).

Sono stati confrontati i risultati taglio-spostamento associati alla parete con soli dispositivi isteretici, cioè con dispositivi dipendenti dallo spostamento relativo, con quanto ottenuto a seguito dell'inserimento dei dispositivi viscosi lineari, cioè elementi la cui risposta varia linearmente con la velocità. I risultati relativi ai dispositivi viscosi lineari, riportati in Figura 204, mostrano un buon comportamento della struttura e il contenimento degli spostamenti massimi attesi in testa.

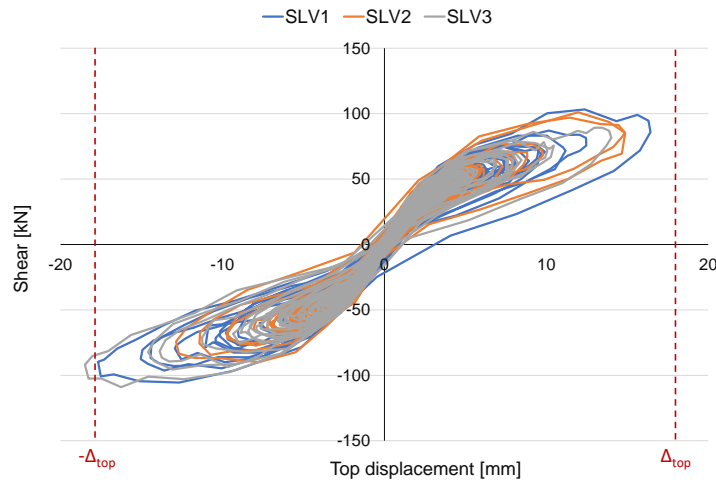


Figura 204. Analisi dinamiche non lineari con soli dispositivi viscosi. / Time history analysis with only linear viscous dampers.

Il comportamento taglio-spostamento raffigurato in Figura 204 è in linea con quanto contenuto all'interno di Kam et al. (2010) e riportato in Figura 205.

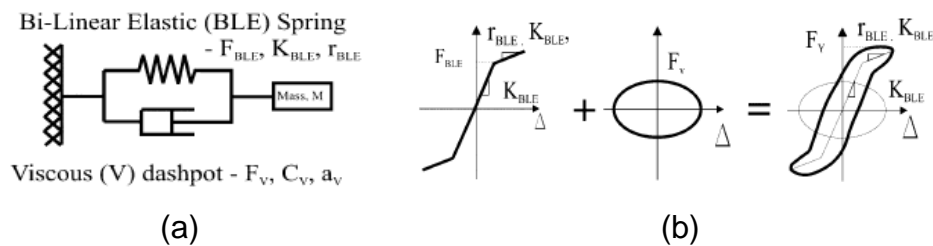


Figura 205. Sistema rocking con dispositivi viscosi in serie (BLEV): (a) schematizzazione modello SDoF a un singolo grado di libertà e modello isteretico idealizzato (b) (Kam et al., 2010). / BLEV system (bi-linear elastic spring plus viscous dashpot): (a) schematic SDoF model and idealized hysteretic model (b) (Kam et al., 2010).

Infine, è stata considerata la struttura multipiano in calcestruzzo armato caratterizzata da pareti rocking riportata nel capitolo 4 (Mpampatsikos et al., 2020) ed è stata applicata la procedura qui proposta. Sono state inserite due coppie di dispositivi viscosi lineari in corrispondenza di ciascun lato della parete. È stata ipotizzata una sostituzione totale dei dispositivi isteretici con quelli viscosi. I dispositivi viscosi sono stati modellati con elementi di tipo general link all'interno di MidasGen (2019) e sono state eseguite analisi statiche e dinamiche non lineari. In Figura 206 sono state confrontate le curve di capacità della parete rocking con le due differenti tipologie di dispositivi (in nero con quelli isteretici e in rosso con quelli viscosi).

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

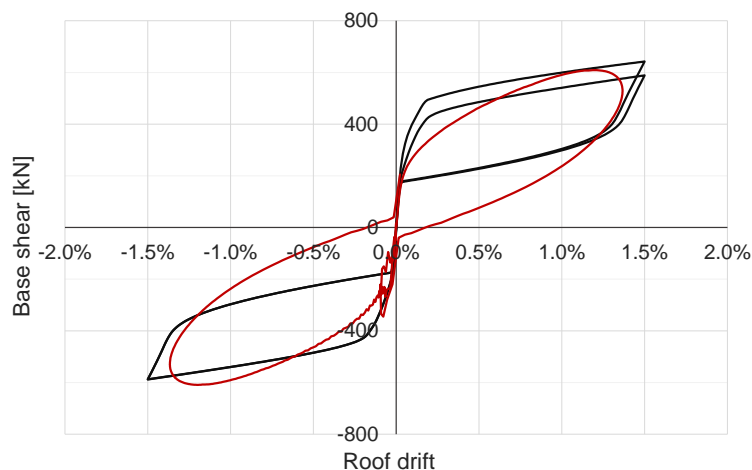


Figura 206. Analisi dinamica non lineare con forzante armonica (in nero con i dispositivi isteretici e in rosso con quelli viscosi). / Non linear dynamic analyses with harmonic forcing (in black with hysteretic devices and in red with viscous ones).

L'analisi è stata eseguita imponendo uno spostamento massimo pari al 1.5% e sono stati eseguiti due cicli in spinta e altrettanti in tiro. Il livello di energia dissipata dalla struttura con dispositivi viscosi è superiore rispetto a quanto dissipato con dispositivi isteretici. La procedura ha quindi fornito una stima conservativa dei dispositivi viscosi necessari, e più precisamente dei fattori di smorzamento viscoso richiesti.

Infine, è stata condotta un'analisi dinamica non lineare considerando lo stesso sisma a stato limite di salvaguardia della vita utilizzato per la validazione della procedura parametrica sulla parete rocking (Mpampatsikos et al., 2020). In Figura 207 è proposto il confronto in termini di momento alla base della parete  $M_b$  con le due differenti tipologie di dispositivi. Il momento alla base nel caso di parete rocking con dispositivi viscosi lineari è stato ottenuto sommando la reazione flettente alla base della parete con il prodotto tra la forza del dispositivo viscoso e il braccio, quest'ultimo definito come la distanza tra il centro della parete e il dispositivo viscoso. I dispositivi viscosi sono stati modellati come general link di tipo seismic devices e sono stati incernierati alla base. Le masse applicate alla struttura sono le stesse definite nel paragrafo 4.



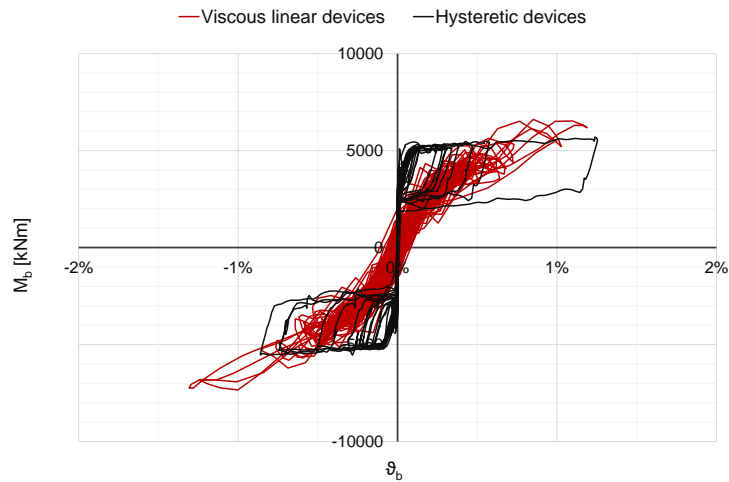


Figura 207. Analisi dinamica non lineare. Momento  $M_b$  alla base. / Nonlinear dynamic analyses. Bending moment  $M_b$  at the base.

I risultati mostrano un aumento dello spostamento totale in sommità alla parete  $\Delta_{top}$  del 4.4%. Il comportamento del dispositivo viscoso lineare è riportato nella figura seguente.

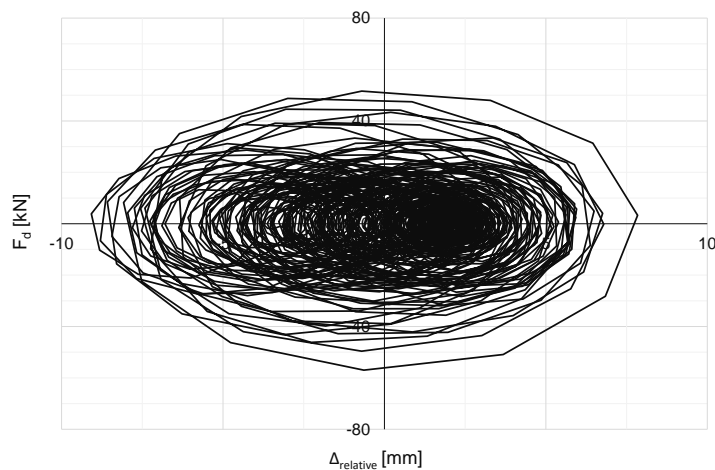


Figura 208. Curva forza-spostamento dispositivo viscoso lineare alla base della parete rocking. / Linear viscous damper at the base of rocking wall.

Il dispositivo raggiunge una forza massima di poco inferiore ai 50kN ed è soggetto a una deformazione massima pari 9.1mm. I dispositivi viscosi consentono la dissipazione energetica della parete e, essendo facilmente ispezionabili e sostituibili, permettono un monitoraggio continuo delle loro condizioni.

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

### *Implementazione dispositivi viscosi in progetto DSDM / Linear viscous damper into DSDM project*

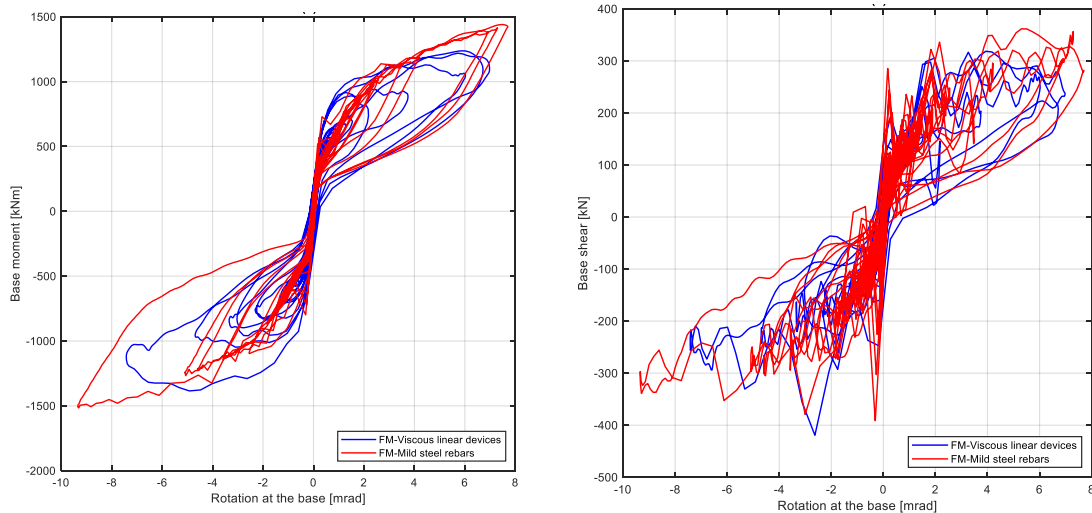
Ai fini della validazione della procedura di progettazione dei dispositivi viscosi basata sull'equivalenza energetica tra il sistema con dispositivi isteretici e l'analogo con dispositivi viscosi sottoposti a forzante armonica, è stato preso a riferimento il caso studio indagato nel paragrafo 2, relativo al programma di ricerca DSDM condotto nel 2008 presso l'Università della California, caratterizzato da una struttura multipiano con pareti rocking. È stata inizialmente considerata la singola parete ibrida ed è stata applicata la procedura al fine di sostituire interamente i dispositivi isteretici con dispositivi viscosi di tipo lineare.

Considerando il modello FM, cioè con modellazione a fibre sia dell'interfaccia rocking sia della sezione in calcestruzzo immediatamente sopra, sono stati introdotti i dispositivi viscosi. Essi sono modellati all'interno di OpenSEES con elementi truss e sono rispettivamente posizionati in corrispondenza delle estremità della parete. Ad essi è associato un comportamento uniaxialMaterial di tipo Viscous. Il valore di rigidità dell'elemento di interfaccia parete-fondazione è assunto pari a due ordini di grandezza inferiore rispetto a quello del calcestruzzo ordinario, sulla base delle considerazioni fatte sul rapporto EA/L contenute nel paragrafo 2 (al fine di ottenere un valore consono tra la modellazione a molle traslazionali MS e quella a fibre FM).

Sono stati indagati due casi: il primo caratterizzato dalla totale sostituzione dei dispositivi isteretici con dissipatori viscosi lineari con coefficiente C pari a 600kNs/m (calcolato sulla base della procedura schematizzata in Figura 197) e coefficiente  $\alpha$  pari a uno; il secondo caso con la contemporanea presenza di dispositivi isteretici, di area dimezzata rispetto alla situazione di partenza, e dispositivi viscosi lineari, sempre posizionati alle estremità e caratterizzati da un coefficiente viscoso C pari a 200kNs/m.

In entrambe le modellazioni sono presenti degli elementi dissipativi aggiuntivi dotati di elevata rigidità e capacità ridotta pari a 18MPa. Essi vengono inseriti al fine di eliminare i disturbi sulle accelerazioni orizzontali originati durante il sollevamento della parete e compensare il basso livello di smorzamento introdotto nelle analisi (proporzionale alle sole masse e con coefficiente pari a 0.01).

Nel caso di Seattle-4, cioè sisma di media intensità sismica (vedi paragrafo 2), si ottengono i seguenti risultati in termini di momento-rotazione e taglio-rotazione (Figura 209). In figura è stato proposto un confronto diretto tra i risultati ottenuti precedentemente con i dispositivi isteretici (linea rossa) e quelli ottenuti con dissipatori viscosi (linea blu).



*Figura 209. Andamento del momento [kNm] e del taglio [kN] in funzione della rotazione [mrad] nel caso di completa sostituzione dei dispositivi isteretici con dispositivi viscosi lineari per lo scenario sismico di Seattle-4. / Results in terms of moment [kNm] and shear [kN] at the base in function of rotation at the base [mrad] in the case of complete replacement of hysterical devices by linear viscous devices for Seattle-4.*

L'inserimento dei dispositivi viscosi in sostituzione a quelli isteretici causa una diminuzione delle rotazioni massime attese alla base della parete, il che porta a una sottostima dell'energia dissipata.

Analizzando il comportamento dissipativo degli elementi viscosi è possibile constatare che la massima forza si sviluppa in corrispondenza della massima velocità, cioè per bassi valori di deformazione. Tale comportamento è rappresentato in Figura 210 in termini di forza-spostamento (Figura 210a) e forza-velocità (Figura 210b).

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

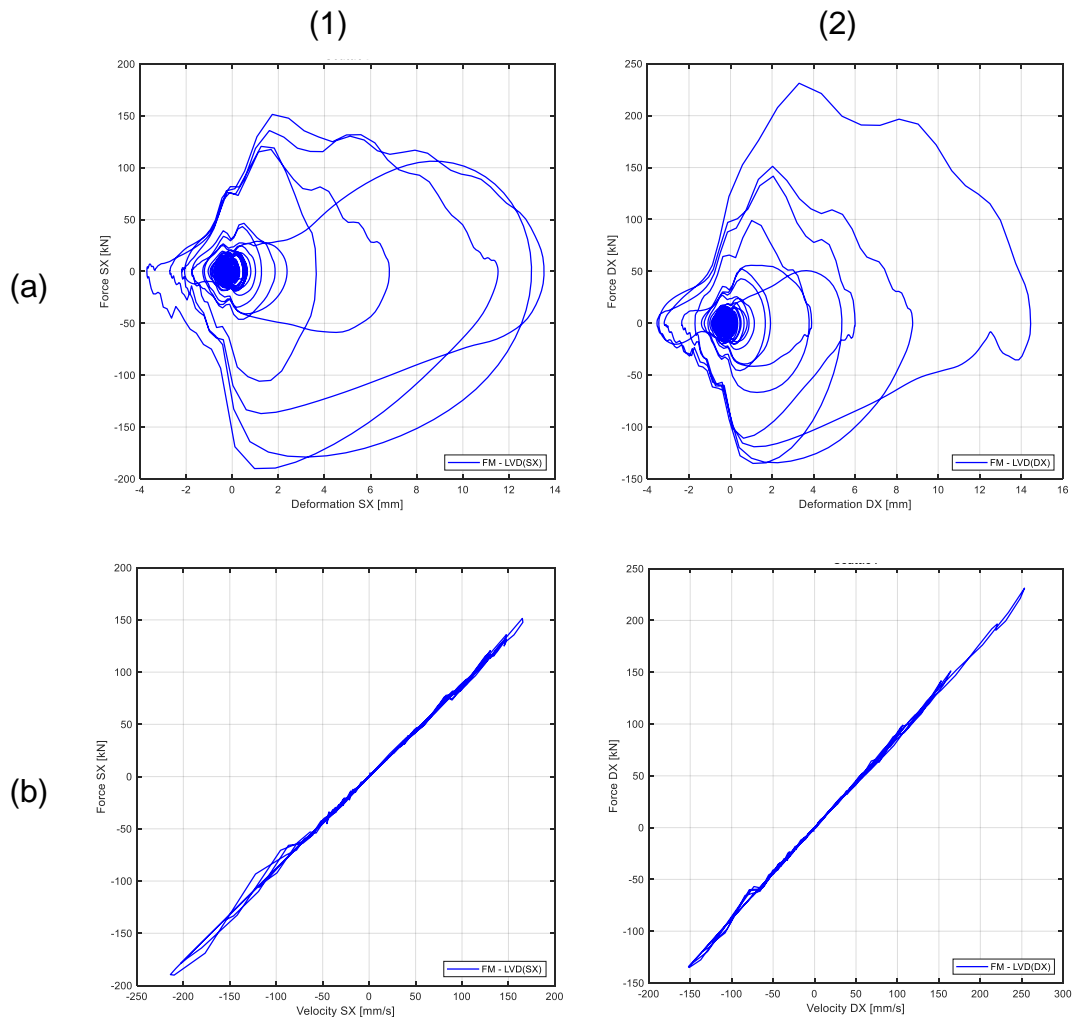


Figura 210. Comportamento dissipativo dei dispositivi viscosi lineari, rispettivamente quello posizionato all'estremità di sinistra (1) e quello situato a destra (2) della parete, in termini di forza [kN] - deformazione [mm] (a) e forza [kN] - velocità [mm/s] (b) per lo scenario sismico di Seattle-4. / Dissipative behaviour of linear viscous dampers, respectively that located at the left (1) and that located at the right (2) of the base of the wall, in terms of force [kN] - deformation [mm] (a) and force [kN] - velocity [mm/s] (b) for Seattle-4.

Analizzando il comportamento globale della parete in termini di velocità angolare  $v_{\vartheta}$  e rotazione  $\vartheta$  alla base è possibile constatare che la massima velocità  $v_{\vartheta}$  si sviluppa in corrispondenza di bassi valori di rotazione (Figura 211). La velocità angolare  $v_{\vartheta}$  è stata calcolata con il metodo delle differenze centrali a partire dai valori di rotazione  $\vartheta$  ottenuti alla base della parete.

$$v_{\vartheta} = \frac{\vartheta_{i+1} - \vartheta_{i-1}}{2\Delta t} \quad (48)$$

dove  $\Delta t$  rappresenta l'intervallo di tempo.

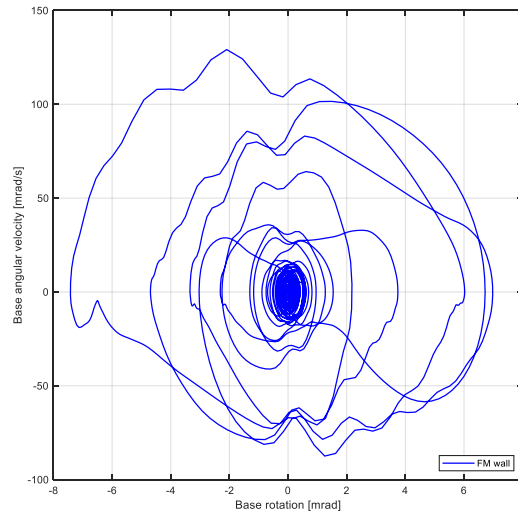


Figura 211. Andamento della rotazione alla base [mrad] in funzione della velocità angolare [mrad/s] per lo scenario sismico di Seattle-4. / Results in terms of rotation [mrad] and angular velocity [mrad/s] at the base for Seattle-4.

La stessa parete, cioè caratterizzata dalle stesse caratteristiche geometriche e meccaniche, è stata sottoposta anche all'input sismico di Berkeley-DBE. Quest'ultimo, essendo caratterizzato da accelerazioni sismiche superiori, causa la nascita di rotazioni superiori alla base della parete, come mostrato in Figura 212.

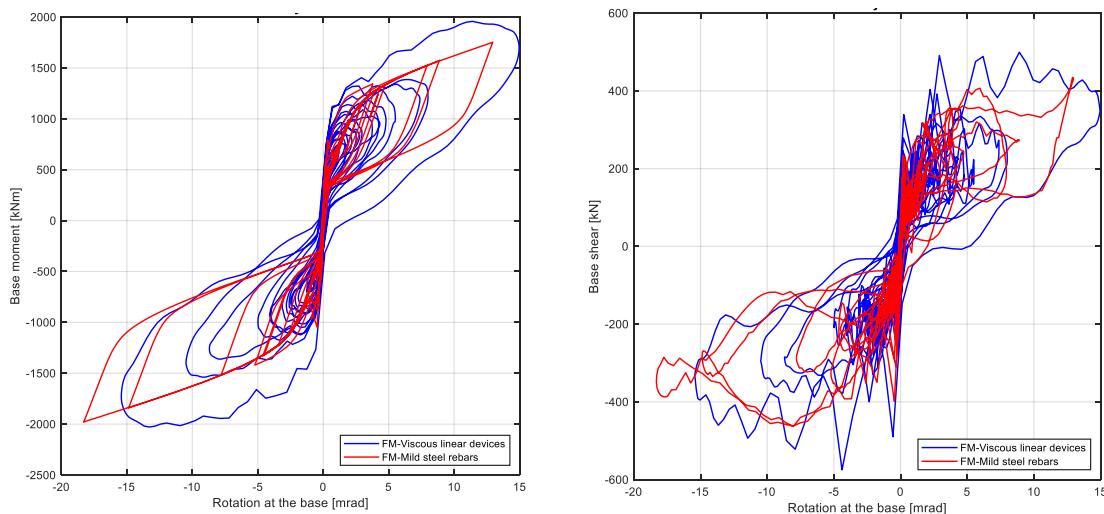


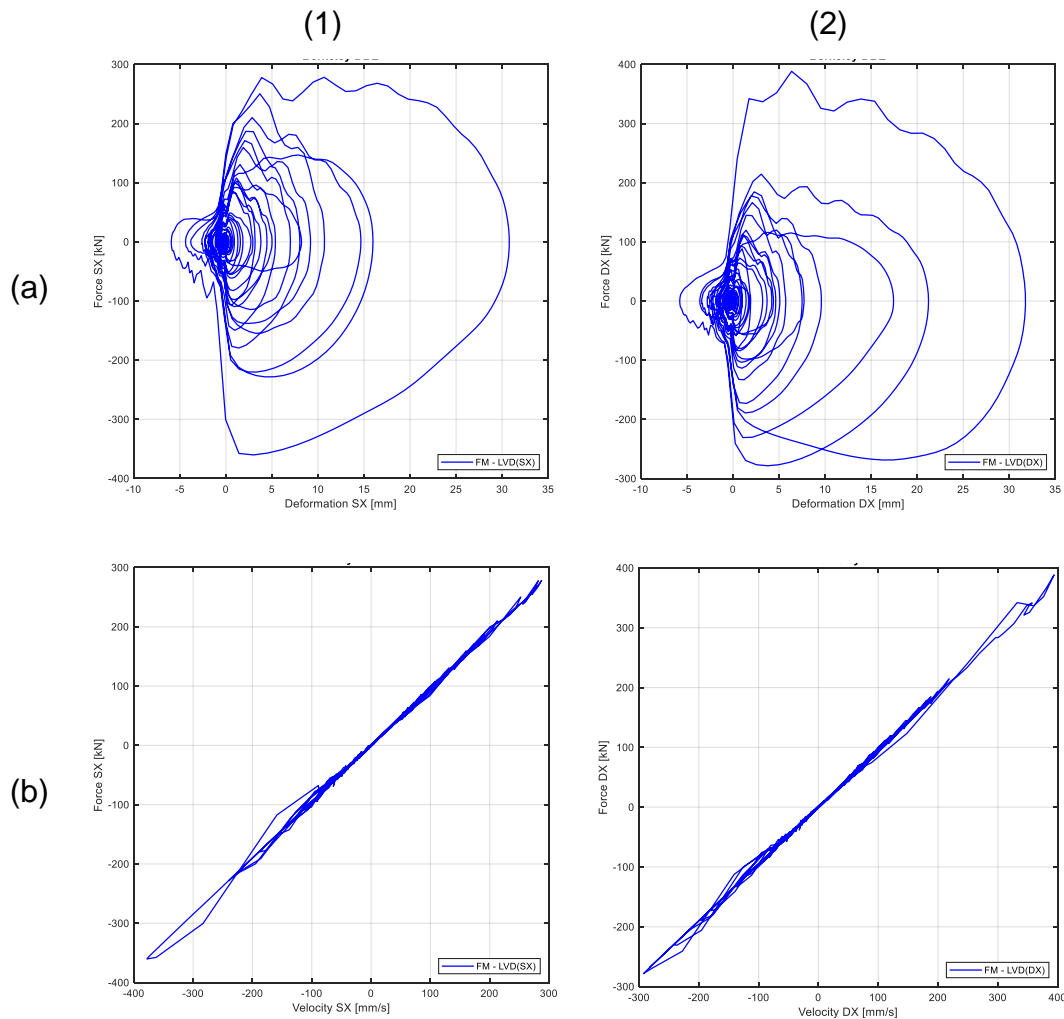
Figura 212. Andamento del momento [kNm] e del taglio [kN] in funzione della rotazione [mrad] nel caso di completa sostituzione dei dispositivi isteretici con dispositivi viscosi lineari per lo scenario sismico di Berkeley-DBE. / Results in terms of moment [kNm] and shear [kN] at the base in function of rotation at the base [mrad] in the case of complete replacement of hysteretic devices by linear viscous devices for Berkeley-DBE.

Come per il caso precedente di Seattle-4, anche nel caso di Berkeley-DBE sono stati riportati in rosso i risultati associati ai dispositivi isteretici (paragrafo 2), mentre in blu quanto ottenuto a seguito dell'inserimento dei dispositivi viscosi.

Rispetto al caso precedente, si osserva un'aumento dell'energia dissipata alla base della parete, seppur lo spostamento massimo in testa alla parete risulti ridotto a seguito dell'inserimento dei dispositivi viscosi.

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

Come previsto, essendo il sisma di intensità sismica superiore, si ottiene un incremento dell'energia dissipata rispetto all'analoga parete dotata di dispositivi isteretici alla base. I risultati ottenuti, anche sulla base delle figure seguenti relative al comportamento dissipativo dei dispositivi viscosi, validano l'utilizzo della procedura qui proposta per la progettazione a stato limite di salvaguardia della vita (in questo caso Seattle-4) e la verifica a stato limite di prevenzione al collasso (per il caso specifico Berkeley-DBE); in questo modo è possibile valutare la velocità massima attesa e quindi le forze massime nei dispositivi viscosi.

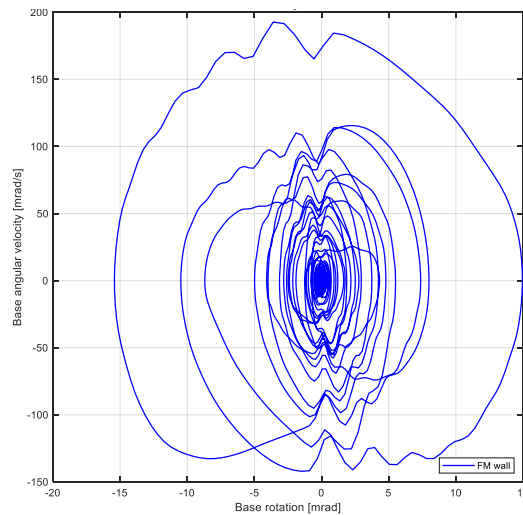


*Figura 213. Comportamento dissipativo dei dispositivi viscosi lineari, rispettivamente quello posizionato all'estremità di sinistra (1) e quello situato a destra (2) della parete, in termini di forza [kN] - deformazione [mm] (a) e forza [kN] - velocità [mm/s] (b) per lo scenario sismico di Berkeley-DBE. / Dissipative behaviour of linear viscous dampers, respectively that located at the left (1) and that located at the right (2) of the base of the wall, in terms of force [kN] - deformation [mm] (a) and force [kN] - velocity [mm/s] (b) for Berkeley-DBE.*

Come mostrato in Figura 213, la forza dei dispositivi viscosi risulta lineare rispetto alla velocità; quindi, la forza massima si verifica in corrispondenza della massima velocità e del minimo spostamento, cioè nell'istante di apertura di fessura alla base della parete. La velocità massima associata ai dispositivi viscosi è quindi funzione della velocità massima di

apertura di fessura alla base della parete rocking, dell'intensità sismica e delle forze di richiamo (elastico), tra cui le forze di pretensione associate ai cavi post-tesi.

In Figura 214 è rappresentato l'andamento della rotazione alla base della parete in funzione della velocità angolare. È possibile osservare un aumento della velocità angolare al diminuire della rotazione alla base, cioè durante le fasi di apertura e chiusura del gap alla base della parete.



*Figura 214. Andamento della rotazione alla base [mrad] in funzione della velocità angolare [mrad/s] per lo scenario sismico di Berkeley-DBE. / Results in terms of rotation [mrad] and angular velocity [mrad/s] at the base for Berkeley-DBE.*

Successivamente è stato studiato il comportamento della parete caratterizzata dalla simultanea presenza di dispositivi isteretici e viscosi, rispettivamente in misura pari al 50%. Come visto precedentemente, la parete è stata inizialmente sottoposta all'input sismico di Seattle-4 (Figura 215 e Figura 217) e successivamente a quello di Berkeley-DBE (Figura 218 e Figura 220) al fine di rispettare la sequenza sismica utilizzata durante i test sperimentali.

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

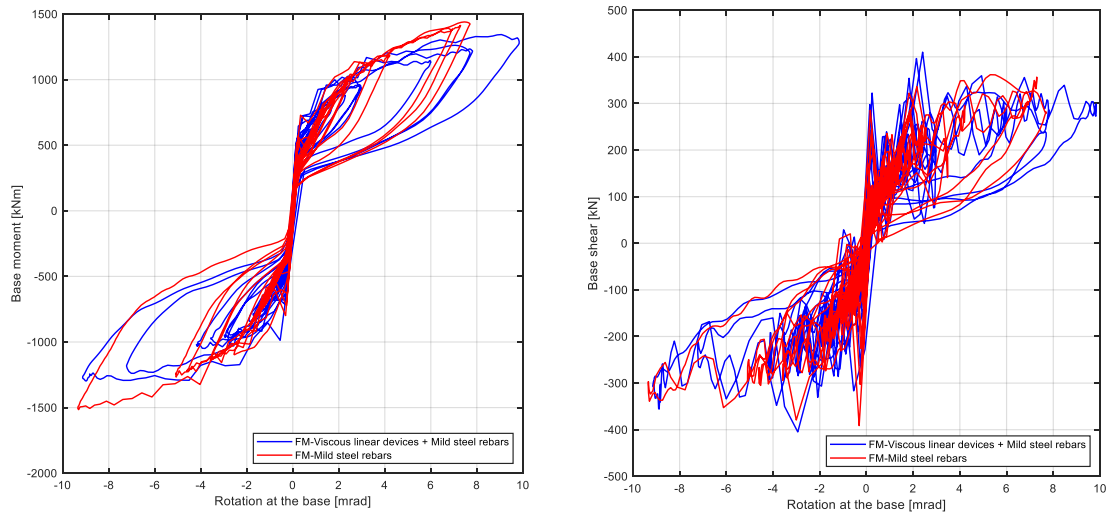


Figura 215. Andamento del momento [kNm] e del taglio [kN] in funzione della rotazione [mrad] nel caso di parziale sostituzione dei dispositivi isteretici con dispositivi viscosi per lo scenario sismico di Seattle-4. / Results in terms of moment [kNm] and shear [kN] at the base in function of rotation at the base [mrad] in the case of partial replacement of hysterical devices by linear viscous devices for Seattle-4.

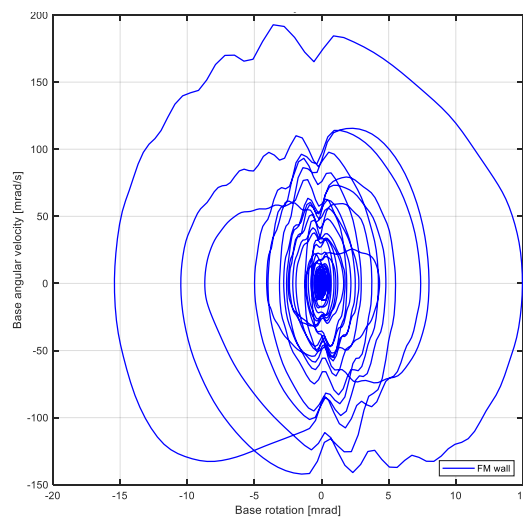


Figura 216. Andamento della rotazione alla base [mrad] in funzione della velocità angolare [mrad/s] per lo scenario sismico di Seattle-4 nel caso di sostituzione parziale dei dispositivi isteretici con dispositivi viscosi. / Results in terms of rotation [mrad] and angular velocity [mrad/s] at the base for Seattle-4 in the case of the partial substitution of mild steel rebars with linear viscous devices.

Per quanto riguarda il comportamento dei dissipatori, in Figura 217 è mostrato sia il comportamento di quelli viscosi (Figura 217a) sia di quelli isteretici (Figura 217b). Quest'ultimi modellati con elementi truss e caratterizzati da un comportamento 'uniaxial material' di tipo 'Dodd-Restrepo'.



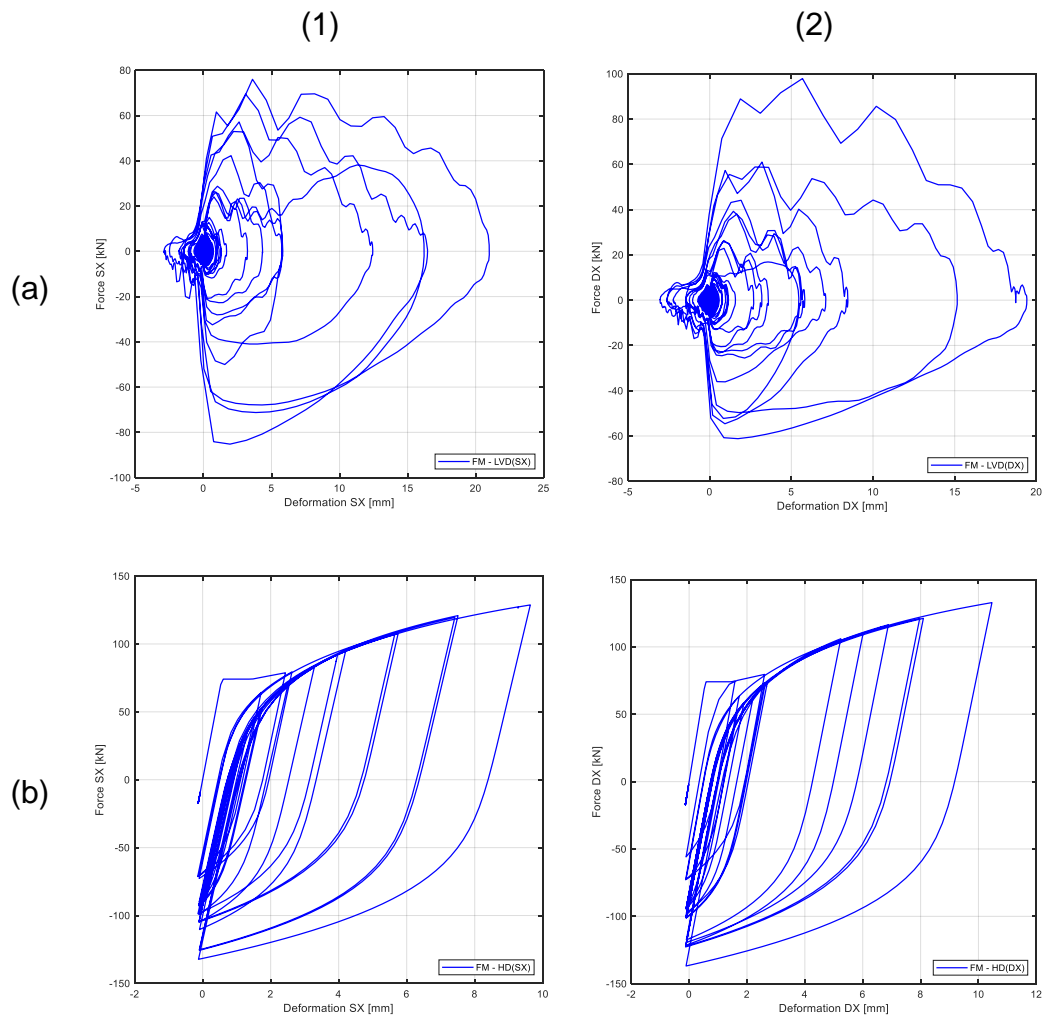


Figura 217. Comportamento dissipativo dei dispositivi viscosi lineari (a) e di quelli isteretici (b), rispettivamente a sinistra (1) e a destra (2), in termini di forza [kN] - deformazione [mm] per lo scenario sismico di Seattle-4. / Dissipative behaviour of linear viscous dampers (a) and hysteretical devices (b), left (1) and right (2), in terms of force [kN] – deformation [mm] for Seattle-4.

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

Infine, per quanto riguarda il caso sismico di Berkeley-DBE, i risultati anche in questo caso confermano la diminuzione del valore di spostamento massimo atteso in testa alla parete e la maggiore stabilità dei risultati (i picchi di accelerazione alle basse rotazioni risultano inferiori, come mostrato in Figura 218a).

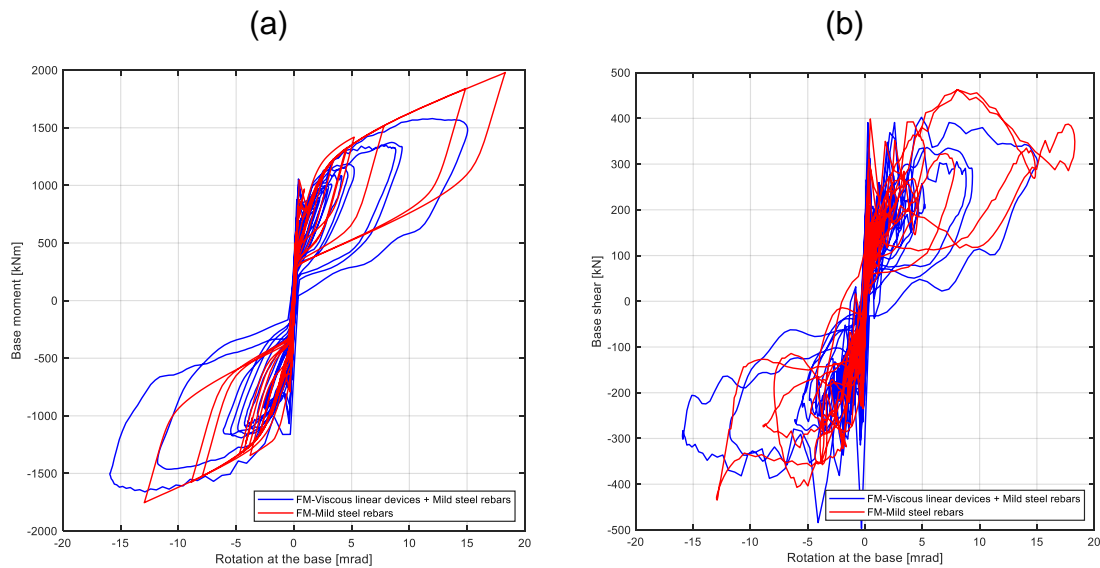


Figura 218. Andamento del momento [kNm] (a) e del taglio [kN] (b) in funzione della rotazione [mrad] nel caso di parziale sostituzione dei dispositivi isteretici con dispositivi viscosi per lo scenario sismico di Berkeley-DBE. / Results in terms of moment [kNm] (a) and shear [kN] (b) at the base in function of rotation at the base [mrad] in the case of partial replacement of hysterical devices by linear viscous devices for Berkeley-DBE.

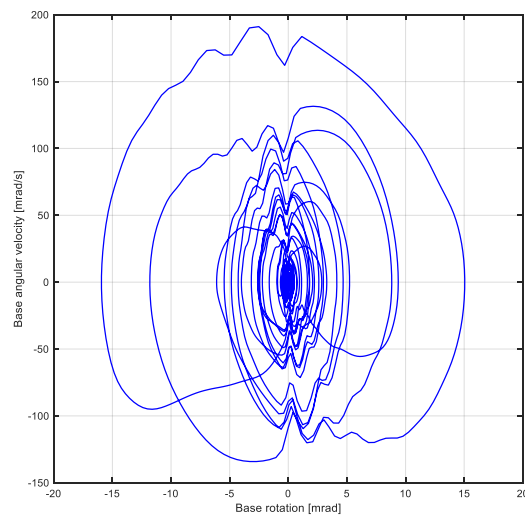


Figura 219. Andamento della rotazione alla base [mrad] in funzione della velocità angolare [mrad/s] per lo scenario sismico di Berkeley-DBE nel caso di sostituzione parziale dei dispositivi isteretici con dispositivi viscosi. / Results in terms of rotation [mrad] and angular velocity [mrad/s] at the base for Berkeley-DBE in the case of the partial substitution of mild steel rebars with linear viscous devices.

I grafici riportati in Figura 220 confermano quanto visto precedentemente per il caso di Seattle-4, cioè deformazioni maggiori associate ai dispositivi viscosi. Entrambe le categorie di elementi sono caratterizzate da elevate dissipazioni energetiche.

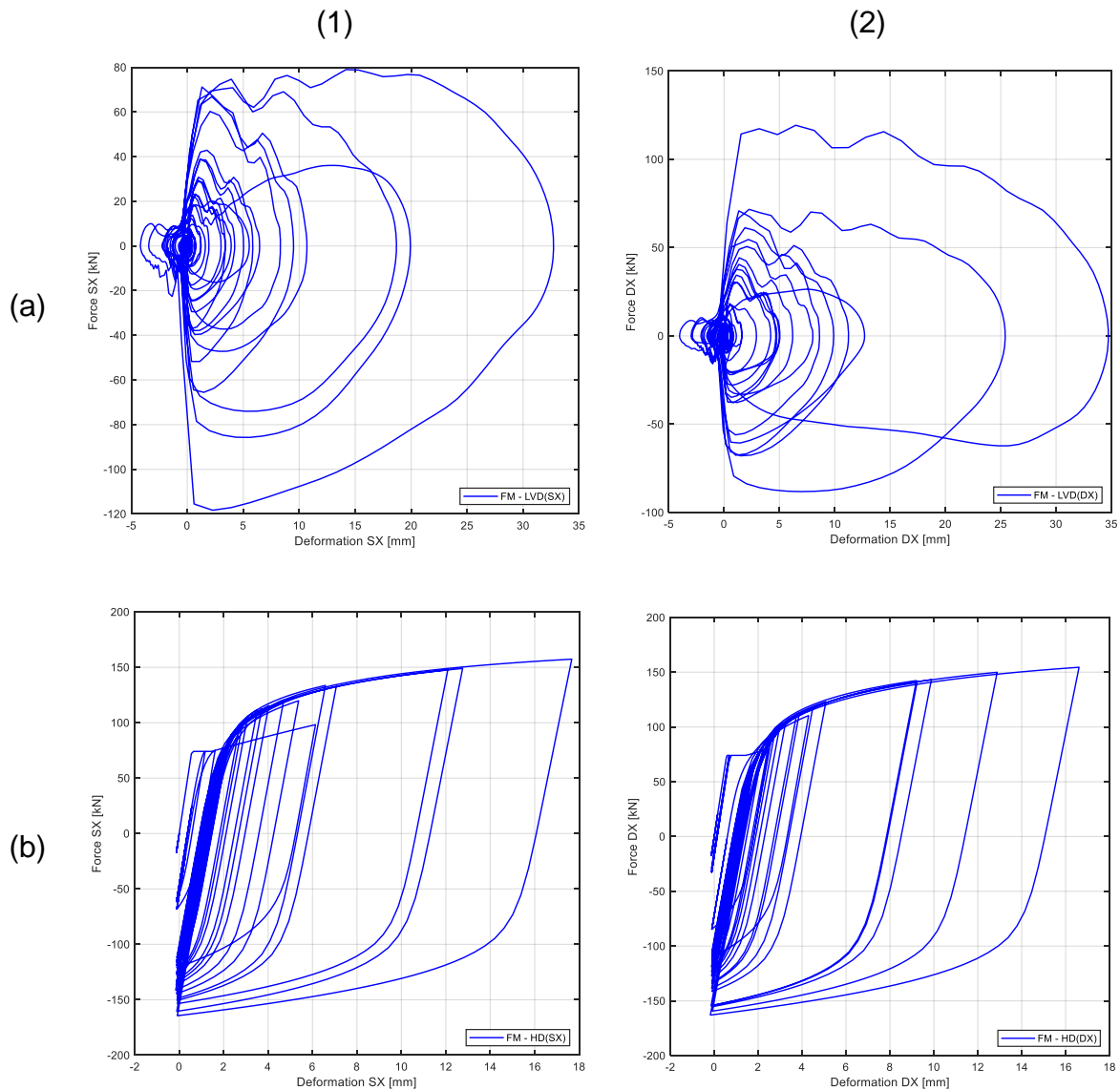


Figura 220. Comportamento dissipativo dei dispositivi viscosi lineari (a) e di quelli isteretici (b), rispettivamente a sinistra (1) e a destra (2), in termini di forza [kN] - deformazione [mm] per lo scenario sismico di Berkeley-DBE. / Dissipative behaviour of linear viscous dampers (a) and hysteretic devices (b), left (1) and right (2), in terms of force [kN] – deformation [mm] for Berkeley-DBE.

La procedura qui proposta risulta quindi valida per l'inserimento dei dispositivi viscosi lineari all'estremità delle pareti con tecnologia rocking a sostituzione totale o parziale di dispositivi isteretici collocati all'interfaccia parete-fondazione. Questa tecnica risulta quindi di notevole importanza durante operazioni di verifica o ripristino di pareti ibride a seguito di eventi sismici di media e grande intensità perché consente di ripristinare la capacità deformativa della parete intervenendo direttamente dall'esterno ed evitando difficili interventi nella zona di interfaccia.

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

### *Osservazioni finali / Final observations*

Sono stati studiati i dispositivi viscosi, principalmente quelli lineari, al fine di sviluppare, e successivamente validare, una procedura semplificata per l'inserimento degli stessi in pareti con tecnologia rocking. L'inserimento dei dispositivi viscosi permette di ottimizzare lo spostamento laterale raggiunto a parità di capacità laterale e, al tempo stesso, evitare il possibile congestionamento delle armature longitudinali alla base della parete attraverso l'applicazione esterna dei dissipatori. Inoltre, i dispositivi viscosi lineari forniscono la massima dissipazione quando il setto passa dalla configurazione iniziale; essi risultano quindi in controfase rispetto ai dispositivi isteretici.

Partendo dagli studi di ricerca presenti in letteratura e basati sull'approccio agli spostamenti è stata sviluppata una procedura semplificata finalizzata alla sostituzione parziale o totale dei dispositivi isteretici, associati a pareti con tecnologia rocking, con dispositivi viscosi. Tale procedura, a differenza delle procedure di progetto già presenti in letteratura, intende fornire ai progettisti uno strumento semplificato per valutare in via preliminare la quantità e le caratteristiche necessarie per l'inserimento dei dispositivi viscosi in pareti rocking.

Per la validazione della procedura è stata inizialmente considerata una parete rocking dotata di dispositivi isteretici alla base. Essi sono stati successivamente sostituiti con dispositivi viscosi lineari posizionati a ciascuna estremità della parete. Sono state condotte analisi statiche e dinamiche non lineari. Per quest'ultime sono stati considerati degli accelerogrammi spettro-compatibili.

L'inserimento dei dispositivi viscosi genera dei valori di spostamento massimi in sommità superiori rispetto all'analoga struttura dotata di dispositivi isteretici, oltre a fornire un maggior controllo degli spostamenti di interpiano.

Infine, prendendo a riferimento il caso studio esaminato nel paragrafo 2, è stata nuovamente applicata la procedura al fine di sostituire totalmente o parzialmente i dispositivi isteretici. Anche in questo caso sono state effettuate delle analisi dinamiche non lineari con accelerogrammi di media e alta intensità sismica. I risultati hanno mostrato una leggera diminuzione dell'energia dissipata alla base della parete, ma un comportamento globalmente stabile e simmetrico.

*Referenze / References*

- C. Soydan, A. Güllü, O.E. Hepbostanci, Design of a Special Lead Extrusion Damper, 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Lisboa, 2012.
- S. Ambarkhane, N. Dhamge, Seismic Response of Structure with Lead Extrusion Damper, International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology, 2018.
- S. Aher, D. Mar, G. Rodgers, Rocking Walls with Lead Extrusion Dampers Protect Formerly Homeless Seniors from Earthquake Risks, 17<sup>th</sup> U.S.-Japan-New Zealand Workshop on the Improvement of Structural Engineering and Resilience, 2018.
- W.J. Cousins, T.E. Porritt, Improvements to lead-extrusion damper technology, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1993. Doi: 10.5459/bnzsee.26.3.342-348.
- R.O. Curadelli, J.D. Riera, Design and testing of a lead damper for seismic applications, Journal of Mechanical Engineering Science, 221(C), 2007. Doi: 10.1243/0954406JMES254.
- C.C. Patel, Seismic analysis of parallel structures coupled by lead extrusion dampers, Int J Adv Struct Eng, 9:177–190, 2017. Doi: 10.1007/s40091-017-0157-x.
- W.H. Robinson, L.R. Greenbank, Properties of an extrusion energy absorber, in of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 8(3):187-191, 1975. Doi: 10.1002/eqe.4290040306.
- W.H. Robinson, L.R. Greenbank, An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 4(3):251-259, 1976. Doi: 10.1002/eqe.4290040306.
- R.I Skinner, W.H. Robinson, G.H. McVerry, An introduction to Seismic Isolation, John Wiley & Sons, Chichester, 1993. Doi: 10.1111/j.1475-1305.1993.tb00842.x.
- D.J. Dowrick, W.J. Cousins, W.H. Robinson, J. Babor, Recent developments in seismic isolation in New Zealand, Earthquake Engineering, 10<sup>th</sup> World Conference Balkema, 1992. Doi: 10.5459/bnzsee.25.3.167-174.
- G.W. Rodgers, C. Denmead, N. Leach, J.G. Chase, J.B. Mander, Spectral evaluation of high force-volume lead dampers for structural response reduction, NZSEE Conference, 2006.
- G.W. Rodgers, J.G. Chase, J.B. Mander, R.P. Dhakal, K.M. Solberg, DAD Post-Tensioned Concrete Connections with Lead Dampers: Analytical Models and Experimental Validation, 8<sup>th</sup> Pacific Conference on Earthquake Engineering (8PCEE), Singapore, 2007a.
- G.W. Rodgers, J.G. Chase, J.B. Mander, Experimental Development, Trade-off Analysis and Design Implementation of High Force-To-Volume Damping Technology, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2007b. Doi: 10.5459/bnzsee.40.2.35-48.
- G.W. Rodgers, J.G. Chase, J.B. Mander, Repeatability and High-Speed Validation of Supplemental Lead-Extrusion Energy Dissipation Devices, Advances in Civil Engineering, 2019. Doi: 10.1155/2019/7935026.
- D. Marriott, S. Pampanin, D. Bull, Dynamic testing of precast, post-tensioned rocking wall systems with alternative dissipating solutions, NZSEE Conference, 2008. Doi: 10.5459/bnzsee.41.2.90-103.

## 5. VISCOUS DAMPER DESIGN

H. Roh, A.M. Reinhorn, Modeling and seismic response of structures with concrete rocking columns and viscous dampers, *Engineering structures*, 32:2096-2107, 2010. Doi: 10.1016/j.engstruct.2010.03.013.

J. Kim, H. Choi, Displacement-Based Design of Supplemental Dampers for Seismic Retrofit of a Framed Structure, *Journal of Structural Engineering*, 2006. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:6(873).

Y.-Y. Lin, K.-C. Chang, C.-Y. Chen, Direct displacement-based design for seismic retrofit of existing buildings using nonlinear viscous dampers, *Bull Earthquake Eng*, 6:535–552, 2008. Doi: 10.1007/s10518-008-9062-9.

J.-S. Hwang, Comparison of distribution methods for viscous damping coefficients to buildings, *Structure and Infrastructure Engineering*, 2010. Doi: 10.1080/15732479.2010.513713.

G. Pekcan, J.B. Mander, S.S. Chen, Fundamental Considerations for the Design of Non-linear Viscous Dampers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28:1405-1425, 1999. Doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199911)28:11<1405::AID-EQE875>3.0.CO;2-A.

F.G. Golzar, G.W. Rodgers, J.G. Chase, Design and experimental validation of a re-centring viscous dissipater, *Structures* (13):193-200, 2018. Doi: 10.1016/j.istruc.2017.12.008.

N.W. Bishay-Girges, A.J. Carr, Ring spring dampers: passive control system for seismic protection of structures, *Bulletin New Zealand Society earthquake engineering*, 47(3), 2014. Doi: 10.5459/bnzsee.47.3.173-180.

A. Filiatrault, R. Tremblay, R. Kar, Performance evaluation of friction spring seismic damper, *Journal of structural engineering*, 126(4):491-9, 2000. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:4(491).

J.B. Mander, C-T. Cheng, Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design, Technical report NCEER-97-0014, 1997.

M.J.N. Priestley, Direct displacement-based design of precast/prestressed concrete buildings, *PCI Journal*, 47(6):66-80, 2002. Doi: 10.15554/pcij.11012002.66.79.

T.J. Sullivan, Direct Displacement-Based Design of a RC Wall-Steel EBF Dual System with Added Dampers, *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 42(3), 2009. Doi: 10.5459/bnzsee.44.3.167-178.

D. Pennucci, G.M. Calvi, T.J. Sullivan, Displacement-based design of precast walls with additional dampers, *Journal of Earthquake Engineering*, 13(S1):40-65, 2009. Doi: 10.1080/13632460902813265.

W.Y. Kam, S. Pampanin, A. Palermo, A. Carr, Self-centering Structural Systems with Combination of Hysteretic and Viscous Energy Dissipations, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(10):1083-1108, 2010. Doi: 10.1002/eqe.983.

J.S. Huang, I.N. Huang, Z.Y. Lee, Experimental and analytical study of inelastic seismic response of a structure with supplemental nonlinear viscous dampers, Report NCREE-03-011, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan, 2003.

M. Noruzvand, M. Mohebbi, K. Shakeri, Modified direct displacement-based design approach for structures equipped with fluid viscous damper. *Struct Control Health Monit*, 2020. Doi: 10.1002/stc.2465.

- T.J. Sullivan, A. Lago, Toward a simplified direct DBD procedure for the seismic design of moment resisting frames with viscous dampers, *Engineering Structures*, 35:140-148, 2012. Doi: 10.1016/j.engstruct.2011.11.010.
- F.H. Bañuelos-García, G. Ayala, S. López, A displacement-based seismic design procedure for buildings with fluid viscous dampers, *Earthquakes and Structures*, 18(5):609-623, 2020. Doi: 10.12989/eas.2020.18.5.609.
- O.M. Ramirez, M.C. Constantinou, C.A. Kircher, A.S. Whittaker, M.W. Johnson, J.D. Gomez, C.Z. Chrysostomou, Development and evaluation of simplified procedures for analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems, Technical report, State University of New York, Buffalo, 2000. Doi: 10.13140/RG.2.1.4732.1208.
- G.M. Calvi, M.J.N. Priestley, M.J. Kowalsky, Displacement-Based Seismic Design of Structures, *Earthquake Spectra* 24(2), 2008. Doi: 10.1193/1.2932170.
- M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, Displacement-Based Seismic Design of Structures, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, 2007.
- UNI ENV 1998-4, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, 1998.
- J.-S. Hwang, *Seismic Design of Structures with Viscous Dampers*, 2002.
- V. Mpampatsikos, M.E. Bressanelli, A. Belleri, R. Nascimbene, A non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls, *Engineering Structures*, 2020. Doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110513.
- MidasGEN, Gyeonggido, Korea: MIDAS Information Technologies Co. Ltd., 2019.
- W.D. Trono, *Earthquake Resilient Bridge Columns Utilizing Damage Resistant Hybrid Fiber reinforced Concrete*, A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Engineering Civil and Environmental Engineering in the Graduate Division of the University of California, Berkeley, 2014.





## **6. STUDIO E MODELLAZIONE PARETI CON DOPPIA INTERFACCIA ROCKING / STUDY AND MODELING OF ROCKING WALLS WITH TWO ROCKING SURFACES**

Le strutture dotate di un meccanismo di oscillazione di tipo ricentrante si sono dimostrate efficaci sistemi di resistenza nei confronti dei terremoti in quanto consentono di ridurre o eliminare le deformazioni residue. Inoltre, questi sistemi possono essere progettati in modo tale che l'energia sismica sia dissipata da appositi dispositivi dissipativi, quali ad esempio i dispositivi isteretici (Rahman et al., 2000; Kurama et al., 1999), viscosi (Kurama et al., 2000; Marriott et al., 2008; Pollino et al., 2015) e ad attrito, che possono essere collocati in differenti posizioni interne o esterne alla sezione della parete (Rahman et al., 2000; Christopoulos et al., 2002; Tremblay et al., 2008; Kurama et al., 2018). L'applicazione esterna degli elementi dissipativi consente una facile sostituzione o riparazione a seguito dell'evento sismico che ha causato il danneggiamento (Ma et al., 2011; Deierlein et al., 2011). Inoltre, il comportamento privo di danni e ad alte prestazioni di questi sistemi garantisce l'elevata resilienza dell'edificio.

Negli ultimi anni è stato indagato l'inserimento della tecnologia rocking in più posizioni lungo l'altezza dell'edificio, applicando tale meccanismo in corrispondenza di determinati piani. Questo consente di limitare gli effetti dei modi di vibrare superiori (Wiebe et al., 2009) e di ridurre la domanda sismica (Marzok et al., 2021). La collocazione delle interfacce rocking, definita sulla base di un algoritmo di ottimizzazione basato sul gradiente, è stata valutata al fine di ridurre il più possibile i costi di costruzione.

## 6. STUDY AND MODELING LOCALIZED ROCKING WALLS

Ulteriori studi sui sistemi a rocking multiplo, vedi Figura 221, sono stati condotti da Khanmohammadi et al. (2015). Essi hanno mostrato che:

- nei sistemi caratterizzati da rocking multiplo la dissipazione energetica e il livello di pretensionamento sono corretti e compatibili con la richiesta sismica;
- è possibile ottenere un'importante mitigazione dell'effetto dei modi di vibrare superiori; l'utilizzo di più interfacce rocking sviluppa un andamento del drift in sommità compatibile con quello rilevato nei sistemi tradizionali (e simile a quanto ottenuto con i sistemi con interfaccia rocking alla base);
- le accelerazioni orizzontali sono costanti e compatibili con lo sviluppo in altezza delle interfacce rocking;
- i valori di spostamento residuo e schiacciamento alla base sono pressoché trascurabili.

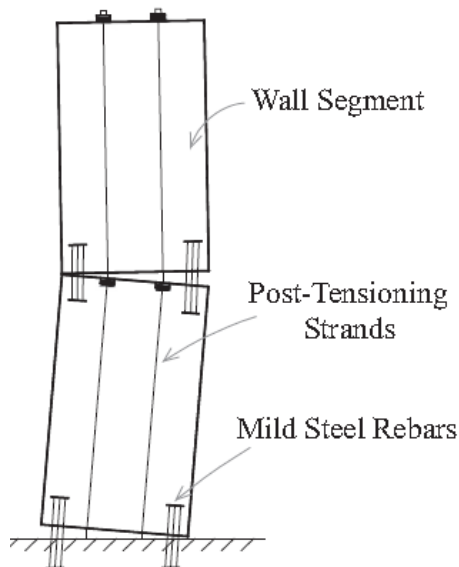


Figura 221. Rappresentazione di un sistema multi-rocking (Wiebe et al., 2009). / Physical model of multiple rocking system (Wiebe et al., 2009).

### *Introduzione / Introduction*

Nel seguente studio è stato studiato l'utilizzo delle pareti rocking localizzate, cioè con interfaccia rocking aggiuntiva concentrata a determinati livelli della struttura, e non un sistema multi rocking continuo (Marzok et al., 2021). È stato quindi proposto un confronto tra i valori di spostamento e di taglio ottenuti con questa tecnologia e con quella tradizionale. In particolare, la porzione di edificio sopra la seconda interfaccia è stata resa rigida con l'inserimento di controventi.

Per quanto riguarda la procedura di progettazione, è stato utilizzato il metodo degli spostamenti proposto da Priestley et al. (1999) per la progettazione di pareti rocking in

calcestruzzo armato. Inizialmente, sono state considerate due strutture, rispettivamente di quattro e otto piani, ed è stata effettuata la progettazione di una parete rocking, localizzando tale meccanismo unicamente ai primi piani; nello specifico al piano terra e ai primi due piani nel caso della prima struttura e ai primi due e quattro piani nel caso della seconda.

Lo studio e lo sviluppo di interfacce rocking localizzate in corrispondenza di determinati livelli è importante per meglio comprendere la suddivisione degli sforzi all'interno della struttura e per agevolare l'utilizzo di questa tecnologia in strutture esistenti.

### *Progettazione / Design*

Considerando una struttura in calcestruzzo armato di quattro piani fuori terra, è stato ipotizzato l'inserimento di una parete con tecnologia ibrida solo al primo o ai primi due piani. In Tabella 51 sono stati riportati i principali parametri ottenuti a seguito dell'utilizzo della procedura DDBD utilizzando un drift di interpiano di progetto pari al 2%, un valore di  $\lambda$ , cioè del fattore di ricentraggio della parete rocking, pari a 3 e di una massa di interpiano pari a 60.2t. Il valore di  $\lambda$  è definito nel seguente modo:

$$\lambda = \frac{M_s}{M_p + M_g} \quad (1)$$

dove  $M_g$  è il contributo dovuto ai carichi esterni applicati,  $M_p$  è il contributo dovuto ai cavi post-tesi e  $M_s$  è il contributo dei dispositivi dissipativi. Un aumento del coefficiente  $\lambda$  produce un aumento della dissipazione energetica della parete, ma una diminuzione della capacità ricentrante, e viceversa.

Il valore massimo di accelerazione orizzontale su suolo rigido  $a_g$  è stato assunto pari a 0.26g, su terreno T1 e classe stratigrafica C.

*Tabella 51. Procedura DDBD rocking localizzato per struttura di quattro piani. Nota: L'indicatore 1 indica la presenza della tecnologia rocking localizzata al solo piano terra, mentre l'indicatore 2 la presenza del rocking ai primi due livelli. / DDBD for localized rocking in the case of structure with four floors. Note: Indicator 1 indicates the presence of rocking technology located only on the ground floor, while Indicator 2 indicates the presence of rocking at the first two levels.*

rocking	$\Delta_d$ [mm]	$\Delta_y$ [mm]	$\mu_d$	$H_e$ [mm]	$M_e$ [t]	$\xi_{eq}$	$T_e$ [s]	$K_e$ [N/mm]	$V_b$ [kN]	$M_b$ [kNm]
1	80.0	16.9	4.8	5333	240.8	0.14	0.95	10614	849	4529
2	148.6	13.1	11.3	4667	226.9	0.15	1.97	2304	342	1597

Nella tabella precedente,  $\Delta_d$  è lo spostamento di progetto,  $\Delta_y$  è lo spostamento in corrispondenza dello snervamento,  $\mu_d$  è la duttilità in spostamento,  $H_e$ ,  $M_e$ ,  $T_e$  e  $K_e$  sono,

## 6. STUDY AND MODELING LOCALIZED ROCKING WALLS

rispettivamente, l'altezza, la massa, il periodo e la rigidezza efficaci del sistema SDoF equivalente,  $\xi_{eq}$  è lo snervamento equivalente e infine  $V_b$  e  $M_b$  rappresentano il taglio e il momento alla base del sistema a un grado di libertà.

La duttilità in spostamento  $\mu_\Delta$  è stata calcolata dal rapporto tra lo spostamento di progetto  $\Delta_d$  e quello a snervamento  $\Delta_y$ .

Il valore del periodo  $T_e$  è invece calcolato nel modo seguente (Mpampatsikos et al., 2020):

$$T_e = \frac{4\pi^2 \Delta_i \sqrt{0.02 + \xi_{eq}}}{2.5 T_c S g a_g \sqrt{0.07}} \quad (2)$$

Successivamente è stata applicata la procedura DDBD anche alla struttura di otto piani (Tabella 52).

*Tabella 52. Procedura DDBD rocking localizzato per struttura di otto piani con seconda interfaccia rocking nei primi quattro piani. / DDBD for localized rocking in the case of structure with eight floors with second rocking interface in the first four floors.*

rocking	$\Delta_d$ [mm]	$\Delta_y$ [mm]	$\mu_d$	$H_e$ [mm]	$M_e$ [t]	$\xi_{eq}$	$T_e$ [s]	$K_e$ [kN/mm]	$V_b$ [kN]	$M_b$ [kNm]
1	80	13.3	6.0	4571	481.6	0.14	0.96	20.59	1647	7528
2	154.7	11.7	13.2	4286	467.1	0.15	1.98	4.70	728	3118
3	224.8	11.3	20.0	4200	450.0	0.15	2.99	1.98	446	1871
4	289.2	11.0	26.2	4160	432.9	0.15	4.01	1.07	308	1281

### *Modellazione e analisi / Modeling and analysis*

Le strutture sono state modellate con il software MidasGen (2019). La parete è stata incastrata alla base ed è stata modellata con elementi a fibre. In corrispondenza delle due interfacce rocking, cioè sia quella superiore tra parete e impalcato sia quella inferiore tra parete e fondazione, sono state inserite delle molle traslazionali agenti in sola compressione e con resistenza nulla a trazione al fine di consentire il dondolio della parete in direzione longitudinale. Il cavo post-teso è stato incastrato alla base, dove è stato applicato lo spostamento iniziale dovuto alla pretensione, ed è stato successivamente collegato rigidamente alla parete. I dispositivi isteretici sono stati posizionati in corrispondenza della zona di interfaccia e sono stati realizzati con elementi beam con modello non lineare di tipo Menegotto-Pinto. La parete è stata collegata con il telaio laterale per mezzo di elementi beam di tipo elastico, svincolati successivamente alle estremità.

Il posizionamento degli elementi dissipativi e dei cavi post-tesi riveste particolare importanza in quanto studi precedenti, tra cui quelli condotti da Khanmohammadi et al. (2015), hanno

dimostrato che la risposta sismica dei sistemi caratterizzati da più interfacce rocking è molto sensibile alla posizione degli stessi all'interno della sezione della parete. Lo spostamento dei dispositivi isteretici di dissipazione in posizioni più esterne causa un drastico decremento dei valori di accelerazione e una riduzione della domanda di spostamento; analogo discorso per i cavi post-tesi che vedono aumentare il rischio di potenziali snervamenti o collassi.

Nella parte del telaio non interessata dal meccanismo rocking, al fine di garantire la rigidità della struttura, controllare le sollecitazioni nel telaio e assicurare uno spostamento di interpiano limitato, sono stati inseriti dei controventi concentrici in acciaio. Essi sono stati modellati come elementi truss. In alternativa si sarebbero potute inserire anche altre tipologie di controventi; tra cui quelli eccentrici o quelli a instabilità impedita.

Il comportamento post-elastico delle travi e delle colonne costituenti il telaio è stato modellato con l'inserimento di cerniere plastiche applicate alla base delle colonne e alle estremità delle travi, modellate con legame di tipo Kinematic Hardening (MidasGen, 2019).

Inizialmente è stata condotta un'analisi statica non lineare al fine di valutare qualitativamente la deformata della struttura. I risultati sono riportati in Figura 222 e Figura 223. Successivamente, sono stati valutati con analisi dinamica non lineare tre accelerogrammi spettro-compatibili a stato limite di salvaguardia della vita. Questa analisi ha permesso di verificare la distribuzione delle sollecitazioni sismiche e il valore di drift ipotizzato durante le fasi di dimensionamento (Figura 224 e Figura 225).

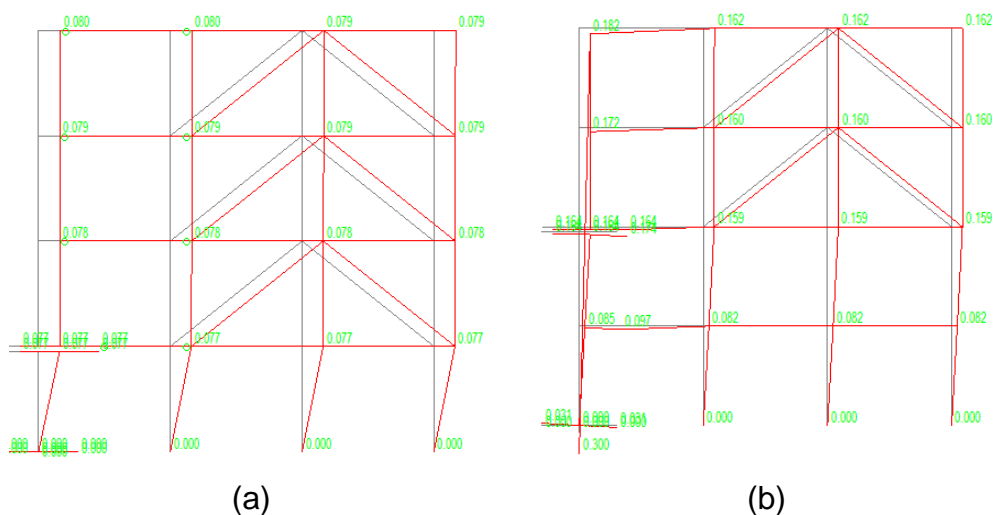


Figura 222. Deformata qualitativa della struttura con quattro piani fuori terra nel caso di rocking localizzato al solo piano terra (a) e ai primi due piani (b) ottenuta con analisi statica non lineare. Valori espressi in metri. / Deformed shape of the multistorey structure with localized rocking at the ground floor (a) or at the first two floors with nonlinear static analysis. Values expressed in meters.

## 6. STUDY AND MODELING LOCALIZED ROCKING WALLS

Questo sistema possiede resistenza e rigidità laterale simili a quelle tipiche del telaio tradizionale con controventi concentrici, con in aggiunta la capacità rocking fornita dalle pareti. I cavi post-tesi precompressi sono progettati per fornire un momento flettente di ripristino alla base del sistema. I dispositivi di dissipazione sostituibili possono essere installati sia nell'interfaccia rocking sia in corrispondenza di altre posizioni del sistema strutturale. I risultati di Figura 222 confermano quanto precedentemente ottenuto e riportato in Tabella 51.

Per quanto riguarda invece la struttura di otto piani, l'andamento della deformata è stato riportato nella figura seguente.

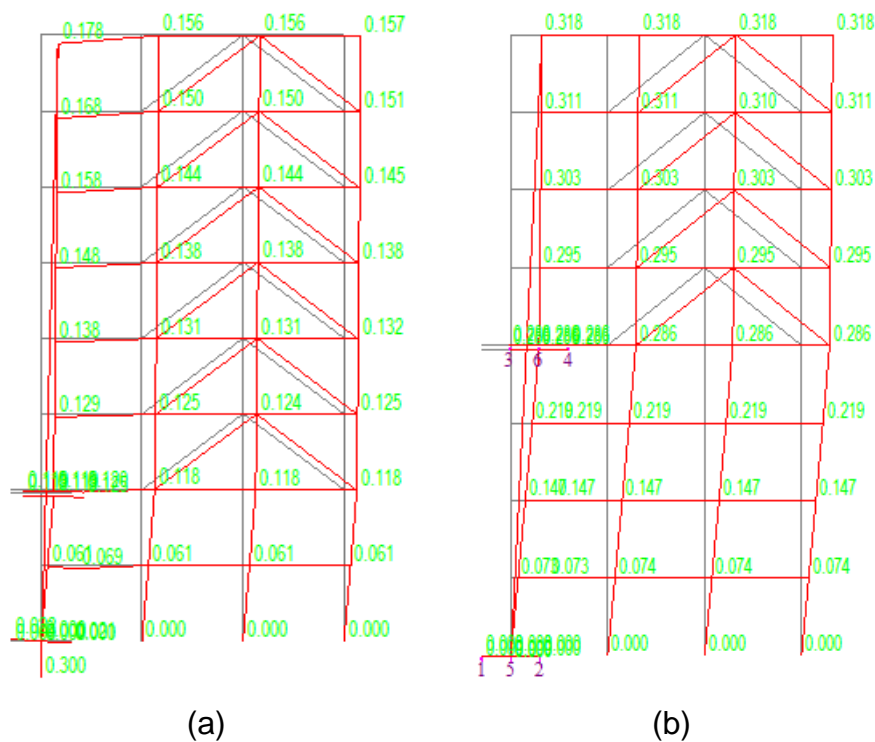


Figura 223. Deformata qualitativa della struttura con otto piani fuori terra nel caso di rocking localizzato ai primi due piani (a) e lungo metà altezza dell'edificio (b). Valori espressi in metri. / Deformed shape of the multistory structure with eight total floors with localized rocking at the first two floors (a) or at the half height of the structure (b). Values expressed in meters.

Nel caso di analisi statica non lineare le sollecitazioni riportate in Figura 224 e Figura 225, rispettivamente per la struttura con quattro e otto piani, rispettano quanto ottenuto dalla procedura DBD in termini di taglio e momento sviluppati alla base della parete rocking. I controventi risultano invece caricati solo assialmente e contribuiscono a incrementare la rigidità del telaio al di sopra della zona rocking.

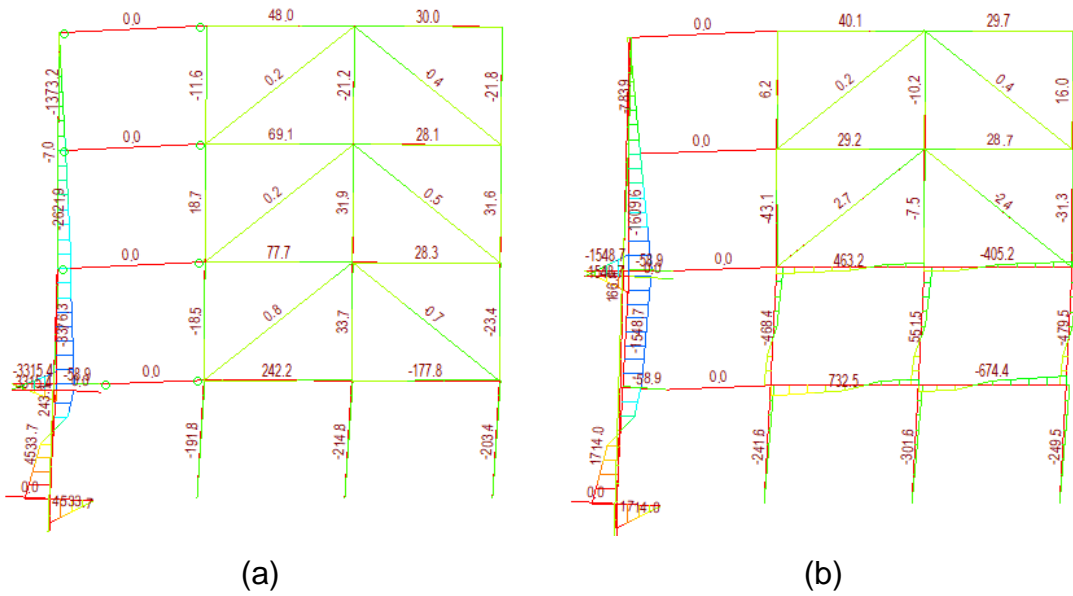


Figura 224. Andamento del momento flettente  $M_{yz}$  [kNm] della struttura a quattro piani fuori terra nel caso di rocking localizzato al solo piano terra (a) e ai primi due piani (b). / Bending moment [kNm] of the structure with four floors with localized rocking at the ground floor (a) or at the first two floors (b).

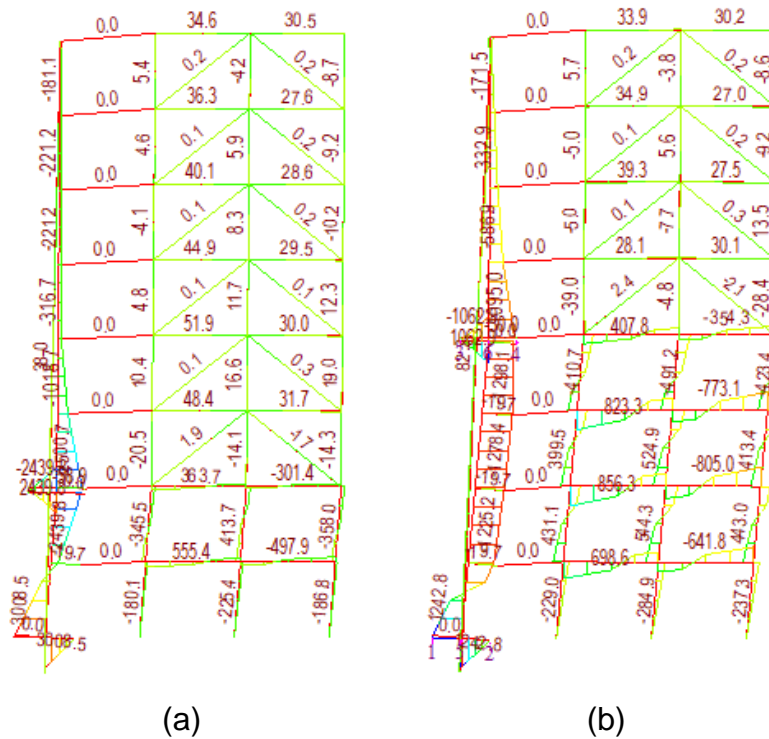


Figura 225. Andamento del momento flettente  $M_{yz}$  [kNm] della struttura con otto piani fuori terra nel caso di rocking localizzato ai primi due (a) e quattro (b) piani. / Bending moment [kNm] of the structure with eight floors with localized rocking at the first third floors (a) and along half-height of the structure (b).

Sulla base dell'andamento delle sollecitazioni interne alla parete si osserva un comportamento della deformata lineare nella parte inferiore, cioè quella interessata dal meccanismo rocking, con sollecitazioni massime nella parete, mentre nella parte superiore

## 6. STUDY AND MODELING LOCALIZED ROCKING WALLS

della struttura si origina il comportamento a telaio. Quest'ultima trasla in modo rigido e quindi anche le sollecitazioni flessionali nella parete sono inferiori.

Essendo le sollecitazioni numeriche coerenti con quanto ottenuto dalla procedura DBD sono state effettuate anche le analisi dinamiche non lineari. È stato studiato l'andamento dello spostamento di progetto  $D_d$  (Figura 226a e Figura 227a) e del taglio massimo alla base  $V_b$  (Figura 226b e Figura 227b) della parete con tecnologia rocking nel caso di rocking localizzato al primo piano e ai primi due (nel caso di struttura con quattro piani fuori terra).

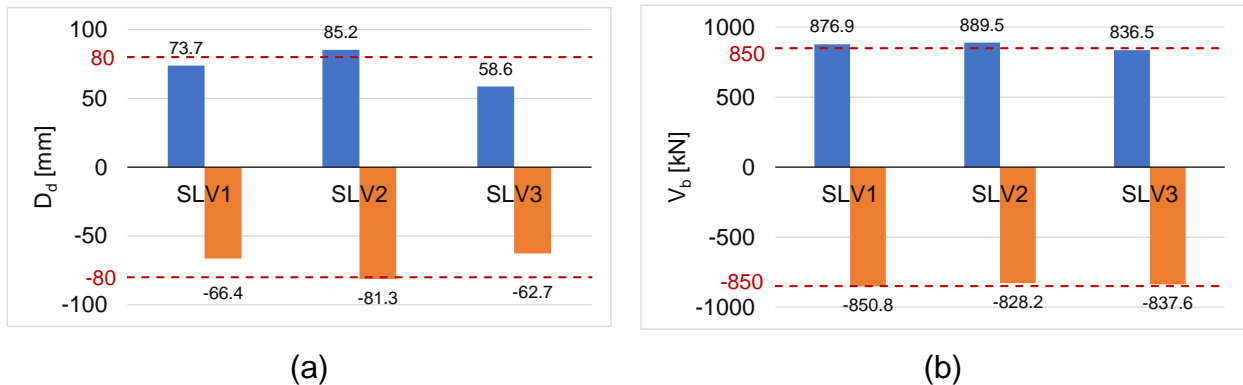


Figura 226. Spostamento massimo in sommità (a) e taglio massimo alla base della parete (b) nel caso di struttura costituita da quattro piani fuori terra e rocking localizzato al primo piano. / Maximum top displacement (a) and shear at the base (b) of the structure with four floors with localized rocking at the first floor.

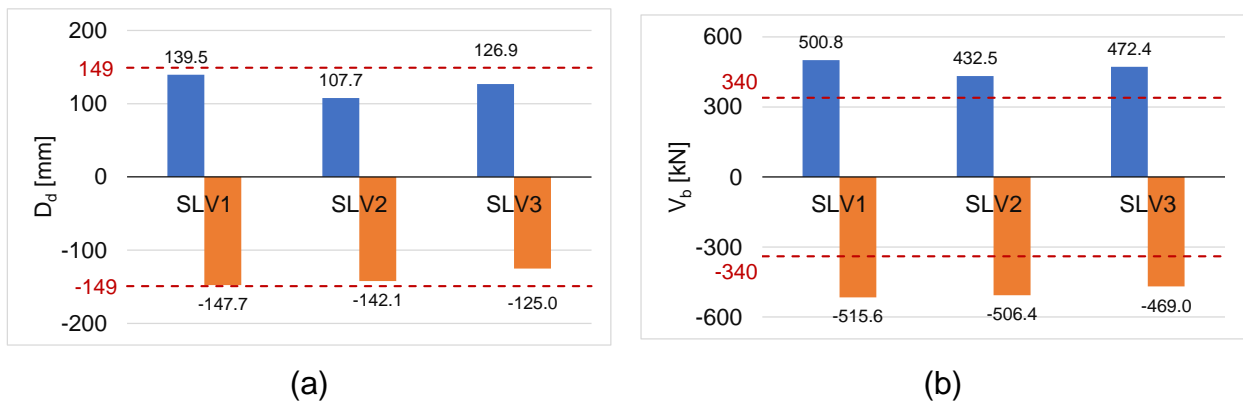


Figura 227. Spostamento massimo in sommità (a) e taglio massimo alla base della parete (b) nel caso di struttura costituita da quattro piani fuori terra e rocking localizzato al secondo piano. / Maximum top displacement (a) and shear at the base (b) of the structure with four floors with localized rocking at the second floor.

Le analisi dinamiche, per la struttura di quattro piani e costituita da interfacce rocking alla base e in sommità al primo livello, mostrano una netta corrispondenza dei risultati numerici con quanto definito in fase progettuale attraverso il displacement based design (Figura 226). Sono invece presenti delle incongruenze per la struttura di quattro piani con rocking alla base e in sommità al secondo livello e comportamento rigido nella parte superiore; in questo caso gli spostamenti in sommità sono coerenti con i dati progettuali, mentre il taglio alla



base è superiore rispetto ai valori attesi a causa dell'effetto dei modi di vibrare superiori che si innestano nella zona rocking (Figura 227).

Confrontando la Figura 226 con la Figura 227 è possibile osservare che nel caso di rocking localizzato al piano terra si ha uno spostamento massimo di tutto l'edificio molto contenuto. Ciò vuol dire che la struttura è molto rigida e di conseguenza la domanda di taglio significativa. Se invece aumentano i piani con meccanismo rocking, per esempio i primi due, lo spostamento totale aumenta, ma il taglio diminuisce. È quindi importante valutare la risposta sia in termini di taglio sia di spostamento.

In Figura 228 è rappresentato il diagramma momento-rotazione della sezione rocking alla base della struttura, cioè in corrispondenza dell'interfaccia parete-fondazione, nel caso di struttura a quattro piani e rocking concentrato alla base della stessa e in sommità al secondo livello.

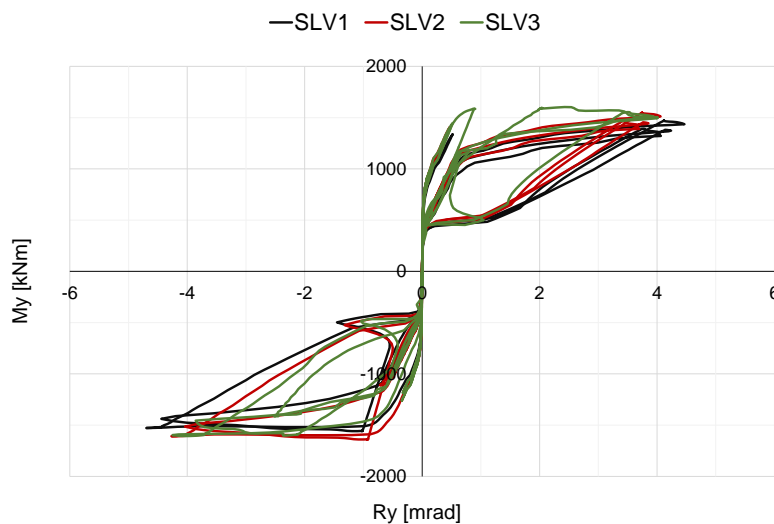


Figura 228. Diagramma momento-rotazione nell'interfaccia rocking alla base della struttura per i tre differenti input sismici a SLV. / Bending moment-rotation at the rocking base interface for each input motions on SLV.

I risultati di momento flettente riportati in Figura 228 sono riferiti alla singola parete rocking e si attestano su valori leggermente inferiori rispetto a quelli ottenuti con la procedura DBD.

### Confronto tra rocking tradizionale e localizzato / Comparison between traditional and localized rocking system

Partendo dal caso studio utilizzato nel paragrafo 4 (estensione dell'approccio parametrico per la progettazione di pareti rocking), caratterizzato da una struttura in calcestruzzo armato costituita da cinque piani fuori terra di altezza complessiva pari a 15m e dimensioni in pianta 18mx12m costituita da cavi post-tesi e dissipatori isteretici non aderenti, è stato sostituito il

## 6. STUDY AND MODELING LOCALIZED ROCKING WALLS

meccanismo rocking con uno a doppio rocking applicato ai primi due piani della struttura. I restanti tre piani sono stati invece resi rigidi con l'inserimento di controventi. Partendo dalle stesse condizioni sismiche e di sito, cioè struttura collocata su un terreno di classe stratigrafica C e classe topografica T1 con accelerazione al suolo  $a_g$  pari a 0.261g, e dallo stesso valore di drift massimo in sommità, nel caso di stato limite di salvaguardia della vita, cioè pari al 1.5%, è stato definito il sistema SDoF equivalente con il metodo agli spostamenti (Tabella 53).

Tabella 53. Procedura DBD rocking localizzato. / DBD for rocking localized.

rocking	$\Delta_d$ [mm]	$\Delta_y$ [mm]	$\mu_d$	$H_e$ [mm]	$M_e$ [t]	$\xi_{eq}$	$T_e$ [s]	$K_e$ [kN/mm]	$V_b$ [kN]	$M_b$ [kNm]
2	85	5.6	15.1	3375	286.8	0.15	1.12	9076	771	2604

Sulla base del taglio alla base della parete  $V_b$  pari a 771kN, è possibile ricavare le forze agenti ai vari livelli  $F_{pi}$  pari a 86kN per il primo piano e 171kN per quelli superiori.

Successivamente è stata eseguita la modellazione in MidasGen. Inizialmente, è stata condotta un'analisi statica non lineare al fine dello studio della deformata e delle sollecitazioni ottenute (Figura 229). Ai fini della modellazione è stata condotta una progettazione di massima della parete rocking utilizzando la procedura parametrica descritta nel paragrafo 4 e applicandola ai primi due piani; nello specifico, è stata definita la posizione e la quantità dei cavi post-tesi e dei dispositivi isteretici, oltre alla lunghezza non aderente di quest'ultimi. È stato ipotizzato l'inserimento dei dissipatori unicamente in corrispondenza dell'interfaccia rocking alla base, e non in quella in corrispondenza della sommità del secondo piano.

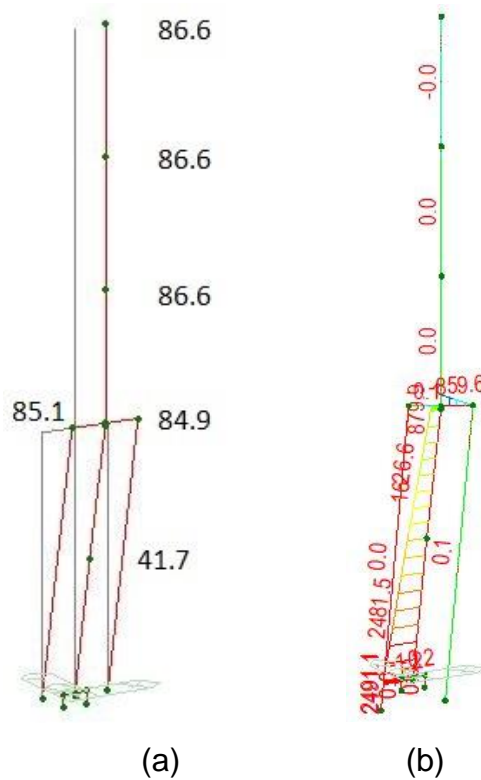


Figura 229. Deformata [mm] (a) e andamento del momento flettente  $M_{yz}$  [kNm] (b) della struttura di cinque piani nel caso di rocking alla base e in sommità al secondo piano. / Deformed shape [mm] (a) and bending moment [kNm] (b) of the structure with five floors with rocking at the base and on the top of the second floor.

L'analisi pushover riportata in Figura 229 è stata condotta fino ad uno spostamento massimo pari a  $\Delta_d$ . I valori di momento alla base della parete, riportati in Figura 229b, risultano conformi con quanto ottenuto dalla procedura DBD. Successivamente, è stata eseguita l'analisi dinamica non lineare utilizzando un'accelerogramma spettro-compatibile a stato limite di salvaguardia della vita ed è stata valutata la risposta in termini di taglio (Figura 232) e spostamento in sommità (Figura 230).

## 6. STUDY AND MODELING LOCALIZED ROCKING WALLS

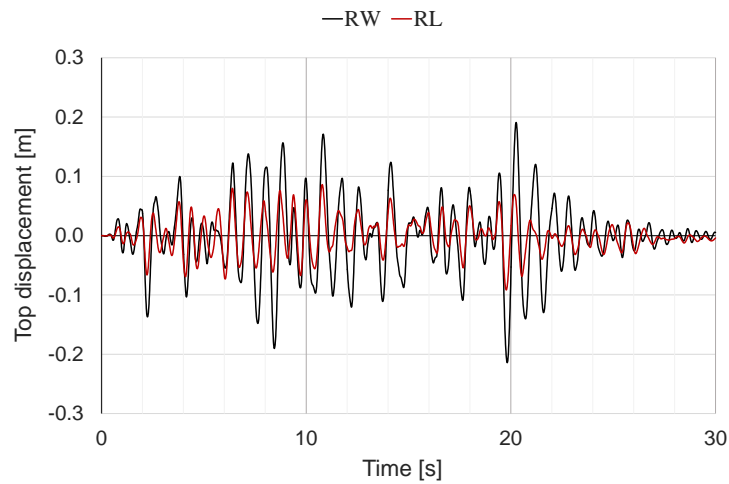


Figura 230. Confronto in termini di spostamento massimo in testa tra la struttura con rocking tradizionale (RW) e quella con rocking localizzato (RL). / Comparison between traditional (RW) and localized (RL) rocking system in terms of the maximum displacement at the top of the structure.

Le strutture sono state progettate con lo stesso livello di drift massimo pari al 1.5%; però nella parete con rocking tradizionale (RW) questa domanda è distribuita lungo tutta l'altezza, mentre in quella con rocking doppio, o localizzato (RL), lo spostamento è concentrato lungo i primi due piani dell'edificio, mentre si registra un drift di interpiano sostanzialmente nullo ai piani superiori. Questo comportamento è mostrato in Figura 229a e in Figura 231.

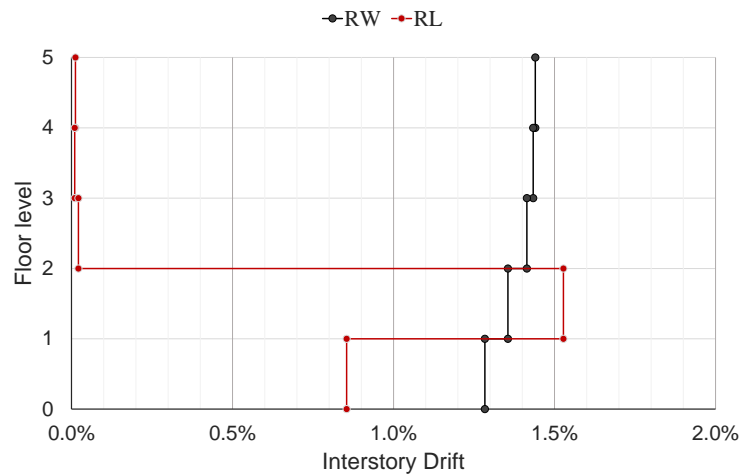


Figura 231. Drift di interpiano a stato limite di salvaguardia della vita. / Interstory drift for life safety limit state.

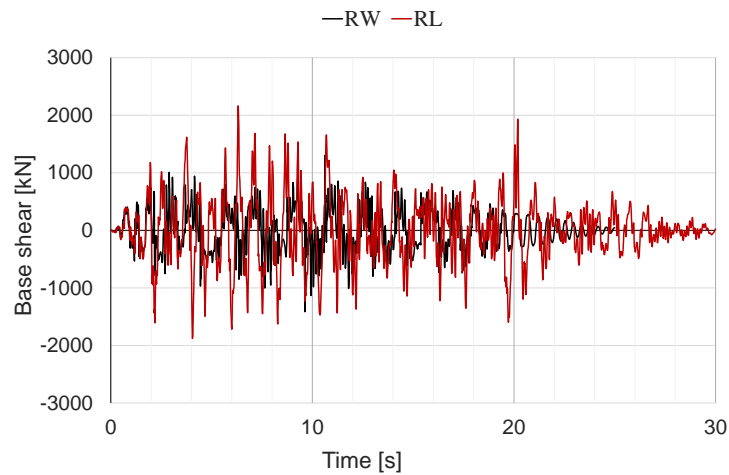


Figura 232. Andamento del taglio alla base della parete per lo stato limite di salvaguardia della vita. / Base shear for life safety limit state.

È possibile constatare che nel caso di rocking localizzato ai primi due piani della struttura la domanda di taglio aumenta. Nonostante una domanda di taglio superiore, la risposta della struttura ne guadagna in termini di drift di interpiano siccome al terzo, quarto e quinto livello la domanda di spostamento relativo è nulla, o pressoché limitata. Questo è particolarmente importante essendo lo spostamento un parametro chiave nella determinazione del danno.

## 6. STUDY AND MODELING LOCALIZED ROCKING WALLS

### *Osservazioni finali / Final observations*

È stata analizzata la possibilità di implementare la tecnologia rocking in un'ulteriore interfaccia posta a determinati livelli dell'edificio, cioè localizzando l'intervento e lasciando la restante parte della struttura elastica tramite l'inserimento di controventi.

Sono stati considerati tre casi studio, di cui i primi due relativi a una costruzione di quattro e otto piani, in cui il meccanismo rocking è stato applicato ai primi livelli, mentre l'ultimo caso analizza il confronto con una struttura di cinque piani realizzata con meccanismo rocking tradizionale. Per tutti i casi è stato inizialmente applicato il displacement based design per il calcolo dei principali parametri del sistema SDoF equivalente e, successivamente, è stata eseguita una modellazione a elementi finiti in MidasGen. Sono state eseguite analisi statiche e dinamiche non lineari; per quest'ultime sono stati utilizzati degli accelerogrammi spettrocompatibili a stato limite di salvaguardia della vita e sono stati confrontati i risultati in termini di taglio-rotazione alla base, spostamento in sommità e drift d'interpiano.

L'aggiunta di una interfaccia rocking localizzata solo in corrispondenza di determinati piani e l'inserimento di controventi nella parte superiore dell'edificio consente un controllo maggiore dello spostamento, o meglio del drift di interpiano, essendo la domanda di quest'ultimo praticamente nulla nei piani non interessati dal meccanismo rocking. Di contro si registra un aumento della domanda di taglio.

*Referenze / References*

- M.N. Priestley, S. Sritharan, J.R. Conley, S. Pampanin, Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building, *PCI J.*, 44(6):42-67, 1999. Doi: 10.15554/pcij.11011999.42.67.
- A.M. Rahman, J.I. Restrepo, Earthquake Resistant Precast Concrete Buildings: Seismic Performance of Cantilever Walls Prestressed Using Unbonded Tendons, Research report, issn 0110-3326, Christchurch, New Zealand, University of Canterbury, 2000.
- C. Christopoulos, A. Filiatrault, B. Folz, Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems, *Earthquake Eng Struct Dyn*, 31(5):1131-1150, 2002. Doi: 10.1002/EQE.152.
- R. Tremblay, L. Poirier, N. Bouaanani, M. Leclerc, V. Rene, L. Fronteddu, S. Rivest, Innovative viscously damped rocking braced steel frames, 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- Y.C. Kurama, S. Sritharan, R.B. Fleischman, Seismic-resistant precast concrete structures: State of the art, *J Struct Eng*, 144(4), 2018. Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001972.
- X. Ma, H. Krawinkler, G. Deierlein, Seismic design and behavior of self-centering braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses, Tech. rep. N°174, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ., Stanford, CA, 2011.
- G. Deierlein, H. Krawinkler, X. Ma, M. Eatherton, J. Hajjar, T. Takeuchi, K. Kasai, M. Midorikawa, Earthquake resilient steel braced frames with controlled rocking and energy dissipating fuses, *Steel Constr*, 4(3):171-175, 2011. Doi: 10.1002/stco.201110023.
- L. Wiebe, C. Christopoulos, Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(S1):83–108, 2009. Doi: 10.1080/13632460902813315.
- Y.C. Kurama, Seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping, *Struct J*, 97(4):648-658, 2000.
- D. Marriott, S. Pampanin, D. Bull, A. Palermo, Dynamic testing of precast, post-tensioned rocking wall systems with alternative dissipating solutions, Canterbury, New Zealand, 2008. Doi: 10.5459/bnzsee.41.2.90-103.
- M. Pollino, Seismic design for enhanced building performance using rocking steel braced frames, *Eng Struct*, 83:129-139, 2015. Doi: 10.1016/j.engstruct.2014.11.005.

## 6. STUDY AND MODELING LOCALIZED ROCKING WALLS

Y. Kurama, R. Sause, S. Pessiki, L.W. Lu, Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls, *Struct J*, 96(4):622-632, 1999. Doi: 10.14359/700.

A. Marzok, O. Lavan, Seismic design of multiple-rocking systems: A gradient-based optimization approach, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 1(23), 2021. Doi: 10.1002/eqe.3518.

M. Khanmohammadi, S. Heydari, Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems, *Engineering Structures*, 100:577–589, 2015. Doi: 10.1016/j.engstruct.2015.06.043.

MidasGEN, Gyeonggido, Korea: MIDAS Information Technologies Co. Ltd., 2019.

V. Mpampatsikos, M.E. Bressanelli, A. Belleri, R. Nascimbene, A non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls, *Engineering Structures*, 2020. Doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110513.



## 7. CONCLUSIONI / CONCLUSIONS

Un metodo per ottenere edifici resilienti è l'utilizzo di sistemi ricentranti ottenuti con l'inserimento di cavi post-tesi non aderenti all'interno di elementi strutturali, tipicamente prefabbricati o gettati in opera. Il progetto di ricerca è stato finalizzato allo studio dei sistemi rocking, nello specifico pareti e colonne prefabbricate. Il primo aspetto trattato è stata la modellazione di pareti e colonne rocking; le prime prendendo come caso studio il programma di ricerca DSDM svolto nel 2008 presso l'Università della California, a San Diego, riguardante dei test su tavola vibrante di un edificio prefabbricato in scala 1:2 realizzato con setti rocking, mentre le seconde prendendo come riferimento un test condotto nel 2017 presso i laboratori dell'Università di Berkeley in occasione del blind prediction contest e costituito da due pile da ponte con tecnologia rocking collegate in sommità con un blocco di carico.

Sono state studiate e implementate le tre seguenti tipologie di modellazione: con elementi a fibre (FM), con molla rotazionale concentrata alla base (RS) e con molle traslazionali agenti a sola compressione e collocate in corrispondenza dell'interfaccia rocking (MS). Sono state inizialmente condotte delle analisi bidimensionali sulla singola parete tramite tre differenti software FEM: MidasGen, Abaqus e OpenSEES. Tali analisi hanno permesso di ottenere un confronto diretto tra le tre differenti tipologie di modellazione in funzione dei parametri utilizzati, dei fattori di convergenza, della velocità di modellazione e dei tempi computazionali di analisi. Sono state condotte analisi statiche e dinamiche non lineari con accelerogrammi di differente intensità sismica. La parete rocking, priva cioè di dissipatori isteretici alla base, è stata sottoposta a un input sismico di bassa intensità, mentre la parete

## 7. CONCLUSIONS

ibrida, composta da dispositivi isteretici realizzati con barre in acciaio non aderenti, è stata analizzata con input sismici di media e alta intensità.

Dal punto di vista computazionale, il modello a molla rotazionale si è dimostrato il più veloce e semplice da implementare, ma al contempo esso richiede una definizione accurata del legame non lineare della molla rotazionale alla base, espresso in termini di momento-rotazione. Il modello a molle traslazionali è stato invece implementato grazie alla modellazione di un letto di molle traslazionali, agenti in sola compressione, in corrispondenza dell'interfaccia rocking. La resistenza a trazione nulla delle molle consente il sollevamento della parete e, quindi, la nascita del movimento di dondolio della stessa. La modellazione a fibre è stata invece effettuata grazie all'inserimento di una sezione in corrispondenza della zona rocking di interfaccia parete-fondazione, di ampiezza pari a 25.4mm. La restante parte della parete è stata modellata con elementi beam di tipo elastico. Considerando una sola parete è stata effettuata un'analisi di sensibilità. Essa ha permesso di identificare i parametri più significativi associati a ciascuna modellazione: curva momento-rotazione della molla rotazionale alla base per il modello RS, rigidità assiale delle molle traslazionali e lunghezza dei dissipatori nel modello MS e modulo elastico della sezione rocking e di quella confinata e lunghezza non aderente dei dissipatori nel modello FM. Per la modellazione del comportamento isteretico degli elementi dissipativi è stato utilizzato il modello Dodd-Restrepo. Sulla base delle analisi condotte è possibile affermare che la lunghezza non aderente dei dissipatori rappresenta un parametro chiave ai fini della modellazione.

Successivamente, sono stati realizzati i rispettivi modelli tridimensionali in OpenSEES. Sono stati modellati i diaframmi di piano in modo esplicito ed è stato analizzato il collegamento diaframma-parete. Quest'ultimo ha un ruolo fondamentale per lo studio delle accelerazioni e degli spostamenti relativi in corrispondenza dei vari diaframmi della struttura.

Sono state condotte analisi di tuning manuale e, in riferimento anche a quanto presente in letteratura, sono stati definiti dei valori ottimali, o meglio di partenza, per ciascun parametro. Per il modello a fibre FM è stato introdotto un elemento rocking con rigidità pari a due ordini di grandezza inferiore rispetto a quella del calcestruzzo. La discretizzazione a fibre degli elementi si è invece rivelata un parametro secondario. Per la modellazione del sistema a molle traslazionali MS è stata definita una rigidità iniziale calcolata considerando come lunghezza iniziale la metà della larghezza della parete. I dissipatori sono modellati con legame isteretico di tipo Dodd-Restrepo e lunghezza non aderente all'interfaccia parete-fondazione pari alla lunghezza iniziale incrementata da ciascun lato di sei volte il diametro

degli stessi per tener conto della penetrazione delle deformazioni all'interno del calcestruzzo nel caso dei modelli FM e MS; mentre il loro comportamento può essere incluso nella molla trilineare alla base della parete nel caso di modello RS.

Infine, è stata definita una procedura di ottimizzazione utilizzando un algoritmo ai minimi quadrati. Essa ha permesso di ottenere un set di parametri ottimali in grado di migliorare la risposta analitica della parete rocking rendendola il più possibile simile a quella sperimentale. È stato proposto un confronto tra tuning manuale e ottimizzazione numerica: i valori assegnati ai parametri con tuning manuale risultano ottimi per predire il comportamento della singola parete. Per quanto riguarda i modelli globali dell'intera struttura, le analisi di ottimizzazione condotte sul modello MS hanno evidenziato un ulteriore abbattimento della rigidità iniziale delle molle traslazionali, un aumento del livello di smorzamento e una diminuzione della lunghezza non aderente dei dissipatori nel caso di pareti ibride rispetto a quanto precedentemente ottenuto con tuning manuale. L'ottimizzazione condotta sul modello FM ha confermato la scelta dell'incremento della lunghezza non aderente dei dissipatori; sono stati invece proposti ulteriori abbattimenti del modulo elastico nella zona superiore rispetto a quella dell'interfaccia rocking: 70% per pareti ibride e 40% per pareti rocking. Inoltre, sono stati definiti dei valori di smorzamento inferiori all'1% e pari al 5‰ e al 2‰, rispettivamente per pareti ibride e rocking. Infine, i modelli RS hanno invece evidenziato un aumento della lunghezza non aderente dei dissipatori all'interfaccia parete-fondazione. Sulla base del processo di ottimizzazione, il modello a fibre è stato classificato come il più robusto, essendo sostanzialmente indipendente dall'input sismico considerato.

I picchi di accelerazione che si originano durante le fasi di chiusura del gap all'interfaccia parete-fondazione sono difficilmente rilevabili con queste tipologie di modellazione. Infatti, i modelli permettono di cogliere l'istante di formazione di tali picchi, cioè di chiusura del gap, ma non la loro reale intensità. Il modello a molla rotazionale non è in grado di fornire alcuna informazione in merito alle accelerazioni verticali.

I risultati numerici ottenuti a seguito dell'analisi di ottimizzazione mostrano un significativo miglioramento dei risultati in termini di rotazione massima alla base della parete, spostamento in sommità e nascita dei picchi di accelerazione orizzontale se confrontati con quanto ottenuto con la procedura di tuning manuale. Inoltre, nei modelli MS e RS è stato ottenuto un netto incremento dell'energia dissipata.

Dal confronto tra i modelli della singola parete e quelli dell'intera struttura è possibile constatare come i primi, seppur più semplificati, forniscono degli ottimi risultati a livello di

## 7. CONCLUSIONS

rotazione massima alla base della parete e di accelerazione orizzontale, cioè a livello locale. Il passaggio ai modelli completi, seppur più oneroso dal punto di vista computazionale, permette di ottenere degli importanti risultati in termini di accelerazioni di piano e di spostamenti relativi associati ai vari diaframmi e risulta quindi necessario nel caso si voglia indagare il comportamento globale della struttura.

Nel caso di modellazione delle colonne rocking, i risultati sperimentali dei test condotti per il blind prediction contest sono stati resi disponibili a valle del contest stesso. Per tale motivo le prime modellazioni condotte non avevano alcun riferimento dal punto di vista sperimentale. Inizialmente è stata effettuata una modellazione a fibre delle colonne rocking, dei cavi post-tesi non aderenti e dei dissipatori isteretici con il software MidasGen. I risultati numerici ottenuti sono risultati compatibili con quelli sperimentali nel caso di accelerogrammi di bassa e media intensità sismica, mentre si sono dimostrati carenti nel caso di input sismici elevati. Le principali incongruenze hanno interessato le accelerazioni orizzontali e le forze di inerzia verticali.

Successivamente alla pubblicazione dei risultati sperimentali del test, sono stati effettuati degli studi parametrici sui parametri utilizzati nella modellazione; fattori di convergenza, livello di smorzamento, altezza dell'interfaccia rocking e della sezione di calcestruzzo superiore, lunghezza non aderente dei dissipatori e discretizzazione delle sezioni a fibre. Sulla base delle analisi parametriche condotte, sono stati definiti dei valori ottimali per ciascun parametro. È stata incrementata la discretizzazione a fibre, di tipo rettangolare, lungo l'asse di carico in quanto caratterizzata da risultati monotoni migliori nel ramo plastico e cicli isteretici più stabili rispetto alla precedente suddivisione. È stata adottata una lunghezza totale dei dissipatori pari alla larghezza dell'interfaccia rocking alla base più sei volte il diametro dei dissipatori da ciascun lato. Infine, è stata assunta un'altezza dell'interfaccia rocking pari alla metà del diametro della colonna ed è stato considerato un valore di rigidità fessurata del calcestruzzo pari al 60% del valore iniziale; questo garantisce un comportamento ciclico stabile. L'altezza della sezione di calcestruzzo sopra l'interfaccia è risultata invece un parametro secondario in quanto non influisce significativamente sulla risposta della colonna. Il modello realizzato con questi nuovi parametri ha permesso di cogliere il reale comportamento delle colonne rocking fino a un valore di drift in sommità pari al 4.5%, corrispondente all'input sismico sette.

La modellazione della singola colonna consente di ridurre i tempi computazionali di modellazione e analisi, fornendo al contempo dei risultati in linea con quanto ottenuto con entrambe le colonne.

È stato successivamente implementato un modello a molle traslazionali ed è stata effettuata un'analisi di sensibilità al fine di analizzare l'influenza del numero di molle alla base della parete e la rigidità assiale delle stesse, o meglio la lunghezza effettiva utilizzata per il calcolo di tale rigidità.

È stata infine riprodotta la modellazione a fibre di MidasGen in OpenSEES e sono stati confrontati i risultati ottenuti. Nelle interfacce rocking alla base e in sommità è stato utilizzato un modulo elastico pari a un ordine di grandezza inferiore rispetto a quello tipico del calcestruzzo confinato.

Sono stati quindi confrontati i risultati di MidasGen con quanto ottenuto in OpenSEES. I risultati numerici ottenuti con il modello a fibre realizzato in OpenSEES sono i migliori per predire i risultati sperimentali in termini di spostamento massimo in sommità, accelerazioni orizzontali e forze di post-tensione massime e residue in corrispondenza dei cavi post-tesi non aderenti. Sono invece ancora presenti delle differenze in termini di forze d'inerzia verticali in corrispondenza degli input sismici più elevati; per questi accelerogrammi i modelli non risultano idonei per prevedere le reali accelerazioni verticali che si sviluppano alla base e in sommità alle colonne.

Per quanto riguarda la progettazione dei sistemi rocking, come primo aspetto è stata studiata la progettazione delle pareti rocking e ibride. Nello specifico, è stata ottimizzata una procedura di progettazione preliminare per l'inserimento di cavi post-tesi non aderenti e dissipatori isteretici alla base di pareti ibride al fine di fornire ai progettisti uno strumento veloce per la definizione della posizione e della quantità degli stessi, oltre che della lunghezza non aderente dei dissipatori.

Partendo dal sistema non lineare di tipo adimensionale composto da sei equazioni in sei incognite studiato da Mpampatsikos, è stato definito e validato un approccio progettuale parametrico di tipo adimensionale. Sulla base delle analisi parametriche precedentemente condotte da Mpampatsikos sul rapporto altezza/larghezza della parete, capacità ricentrante, drift di progetto, azione assiale adimensionalizzata e momento flettente di progetto sono state quindi calibrate delle espressioni numeriche al fine di normalizzare la profondità dell'asse neutro e il rapporto meccanico delle barre di acciaio con comportamento dissipativo. La procedura implementata ha permesso di definire la posizione e le caratteristiche di cavi post-tesi e dissipatori partendo unicamente dalla definizione della domanda di momento flettente alla base e dello spostamento di progetto in sommità alla parete, quest'ultimi ottenuti a seguito dell'applicazione dell'approccio agli spostamenti per il passaggio dal sistema a più gradi di libertà a quello ad un grado di libertà equivalente.

## 7. CONCLUSIONS

La validazione della procedura di progetto è stata condotta con analisi statiche e dinamiche non lineari con il software MidasGen. Il metodo permette di ottenere risultati conservativi, principalmente in termini di sollecitazioni alla base della parete, e consente di controllare il massimo valore di drift di interpiano per lo stato limite di salvaguardia della vita. Nonostante ciò, si raccomanda di valutare le prestazioni della parete con tecnologia ibrida allo stato limite di prevenzione al collasso, cioè di assumere questo stato limite come stato limite di progetto.

Sempre in riferimento alla progettazione è stata studiata una nuova procedura agli spostamenti per l'inserimento di dispositivi viscosi, principalmente lineari, all'interno di pareti rocking. Essi andranno a sostituire o integrare quelli isteretici già presenti. Questa procedura, attraverso un approccio di bilancio energetico, permette di attribuire parte o la totalità dell'energia dissipata dai dispositivi isteretici a dissipatori di tipo viscoso. Essa fornisce ai progettisti uno strumento valido per valutare in via preliminare la quantità e le caratteristiche necessarie per l'inserimento dei dispositivi viscosi in strutture rocking.

È stata condotta la validazione del metodo utilizzando una parete rocking di riferimento. La parete con dispositivi viscosi è stata sottoposta sia a forzante armonica sia a input sismico, nello specifico un accelerogramma spettro-compatibile a stato limite di salvaguardia della vita. I risultati numerici sono stati confrontati con quelli di progetto; ne è emerso che i dispositivi viscosi sono efficaci nel caso di strutture caratterizzate da un periodo proprio di vibrare collocato nella zona di spettro a velocità costante. Inoltre, l'inserimento dei dispositivi viscosi genera dei valori di taglio e momento alla base inferiori e dei drift superiori rispetto alla struttura dotata di dispositivi isteretici. Infine, prendendo a riferimento una parete rocking dotata di dispositivi isteretici alla base, è stata applicata la procedura per l'inserimento di dispositivi viscosi di tipo lineare. Sono state condotte analisi statiche e dinamiche non lineari in MidasGen considerando degli accelerogrammi spettro-compatibili. La procedura, di facile applicazione, ha fornito dei risultati conservativi in termini di spostamento massimo in sommità e un comportamento momento-rotazione pressoché stabile e in linea con quanto inizialmente previsto.

Infine, è stata studiata la possibilità di un sistema a doppio rocking, cioè caratterizzato da interfacce rocking posizionate solo in corrispondenza della base e di un determinato livello della struttura. La parte superiore è resa rigida, per esempio con l'inserimento di controventi. Sono state considerate due strutture, rispettivamente di quattro e otto piani. Per ciascuna, è stata inizialmente condotta una progettazione preliminare e successivamente è stata implementata la procedura agli spostamenti al fine di ottenere i parametri principali del

sistema SDoF equivalente. Le strutture sono state modellate a elementi finiti all'interno del software MidasGen. È stato utilizzato un modello a molle traslazionali agenti a sola compressione alla base ed è stato valutato l'andamento qualitativo delle deformazioni di piano e delle sollecitazioni alla base della parete e lungo la struttura. I risultati analitici, in termini di drift massimo di interpiano e taglio alla base, sono in linea con quanto previsto dall'approccio agli spostamenti.

Per la validazione, è stato preso a riferimento lo stesso caso studio utilizzato precedentemente per il caso viscoso. Il meccanismo a rocking localizzato è stato concentrato in corrispondenza dei primi piani della struttura. Sono state effettuate analisi statiche e dinamiche non lineari in MidasGen. L'inserimento della tecnologia rocking localizzata solo in corrispondenza di determinati piani consente un efficace controllo dello spostamento di interpiano. La domanda di spostamento è invece praticamente nulla nei piani non interessati dal rocking. In quest'ultimi si registra un aumento della domanda di taglio e di momento.

## 7. CONCLUSIONS

### *Sviluppi futuri / Future developments*

In riferimento all'approccio agli spostamenti per l'inserimento di dispositivi viscosi lineari in aggiunta o in sostituzione a quelli isteretici presenti all'interno di pareti rocking, sarebbe interessante valutare l'applicabilità del metodo anche in presenza di dispositivi viscosi non lineari.

Lo spostamento dei dispositivi dissipativi e dei cavi post-tesi all'esterno della parete costituisce un aspetto innovativo della tecnologia rocking, i cosiddetti sistemi PreWEC, e necessiterebbe di ulteriori studi di ricerca. Esso, infatti, contribuisce a semplificarne la verifica, manutenzione e sostituzione in caso di rottura a seguito di un evento sismico di media-grande intensità. Il posizionamento esterno di questi elementi renderebbe quindi possibile, attraverso interventi poco invasivi, la trasformazione di una tradizionale parete in calcestruzzo armato in un setto rocking.

Tra i possibili sviluppi futuri si colloca inoltre il tema del rocking localizzato. Analisi e studi più approfonditi sul tema potrebbero valutare l'applicabilità di tali sistemi a edifici esistenti. Inoltre, in aggiunta agli studi preliminari qui condotti, potrebbe essere valutato l'inserimento della tecnologia con rocking localizzato in corrispondenza di differenti livelli della struttura, e non solo nei piani inferiori. Questo consentirebbe di scegliere in quali piani concentrare la domanda sismica e quali invece irrigidire o controventare, a seconda delle necessità strutturali e architettoniche.

Lo studio delle interazioni tra gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impalcati con i setti o le colonne rocking rappresenta un aspetto molto importante che richiede sicuramente ulteriori valutazioni. Infatti, gran parte delle perdite economiche delle strutture produttive e industriali a seguito di eventi sismici di media e alta intensità sismica sono essenzialmente dovute a queste interazioni.