UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, ARCHITETTURA,

TERRITORIO, AMBIENTE E MATEMATICA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

COMPORTAMENTO SISMICO DI SISTEMI A SETTI CON CAVI NON ADERENTI

(ESTRATTO)

Relatore:

Prof. Ing. Ezio Pilar Giuriani

Correlatore:

Dott. Ing. Sara Loda

Controrelatore:

Prof. Ing. Mario Como

Laureando:

Mattia Ballardini

Matricola: 81535

Anno Accademico 2014/2015

Sommario

Capitolo 1: Introduzione e obiettivi della tesi 1

1.1 Introduzione 1

1.2 Obiettivi della tesi 1

Capitolo 2: Il rocking e i setti rocking 2

2.1 Strutture sismo-resistenti e setti in C.A. 2

2.2 Il Rocking 2

2.2.1 Il fenomeno del Rocking 2

2.2.2 I setti Rocking 3

Capitolo 3: Edificio di riferimento e modello numerico 5

3.1 Edificio di riferimento e predimensionamento del setto 5

3.1.1 Descrizione del singolo setto 6

3.2 Modello numerico 7

3.2.1 Descrizione del modello numerico 7

3.2.2 Calibrazione del modello numerico 8

3.2.3 Definizione dei valori per l'analisi 11

3.2.4 Definizione delle sollecitazioni 11

Capitolo 4: Risultati dell'analisi numerica 11

4.1 Risultati Principali 12

4.1.1 Risultati parametrici della configurazione di base: Terremoto del Friuli 12

4.1.2 Risultati parametrici della configurazione di base: Terremoto Irpinia 12

4.1.3 Risultati parametrici della configurazione di base: Terremoto L'Aquila. 13

4.2 Studio Parametrico 14

4.2.1 Studio Parametrico Terremoto del Friuli 14

4.2.2 Studio Parametrico Terremoto dell'Irpinia 15

4.2.3 Studio Parametrico Terremoto de L'Aquila 15

Capitolo 5: Prova Sperimentale 16

5.1 Realizzazione della prova sperimentale 16

5.2 Descrizione della prova sperimentale 17

5.3 Risultati della prova sperimentale 17

5.4 Confronto con modello numerico 18

5.4.1 Descrizione modello numerico 18

5.4.2 Confronto risultati 18

Capitolo 6: Conclusioni 19

Bibliografia 20

Capitolo 1: Introduzione e obiettivi della tesi

1.1 Introduzione

I terremoti non si possono né evitare né prevedere. Per ridurre in modo efficace le conseguenze spesso drammatiche di tali eventi, occorre intervenire molto prima del terremoto, consci del fatto che non è il sisma a uccidere, ma i crolli di ciò che l'uomo costruisce su un territorio a rischio.

Per questo motivo nella progettazione di strutture antisismiche i principali obiettivi sono assicurare che le vite umane siano protette, che i danni alle costruzioni siano limitati e che le opere con funzioni vitali restino operative.

Nella maggior parte delle strutture tradizionali in cemento armato, la resistenza ai carichi orizzontali è affidata ai setti di controvento in modo tale che la risposta sia elasto-plastica, con un comportamento adeguatamente rigido, ma tale da permettere la plasticizzazione in zone predeterminate dette cerniere plastiche. Il criterio di progettazione è quello del "*capacity design*" che comporta l'individuazione di zone dissipative, la cui resistenza deve essere il più vicino possibile a quella richiesta e in tali zone deve essere inoltre assicurata la duttilità. Assieme ad un'attenta progettazione delle zone duttili, particolare attenzione deve essere data alle zone potenzialmente fragili degli elementi costituenti la struttura non adatti a dissipare energia. Questi elementi vengono protetti assicurando che la loro resistenza di progetto superi ampiamente la richiesta originata dal completo sviluppo della resistenza effettiva delle cerniere plastiche. Queste zone sono progettate per rimanere in campo elastico indipendentemente dall'intensità del sisma e dall'ampiezza delle deformazioni.

Tuttavia, per la progettazione di strutture antisismiche, si stanno sempre più sperimentando soluzioni alternative, per quanto riguarda l'utilizzo sia di nuovi materiali sia di nuove tecniche costruttive. Un'alternativa ai tradizionali setti in cemento armato è costituita dai "setti rocking", cioè pareti appoggiate alle fondazioni ed a esse collegate attraverso dei cavi non aderenti post tensionati che determinano la capacità autocentrante. I setti rocking durante l'evento sismico oscillano intorno alla posizione di equilibrio grazie all'apertura di fessure alla base evitando la formazione di cerniere plastiche come avviene nel caso di setti tradizionali. La dissipazione dell'energia sismica è demandata ad elementi abbinati ai setti. Questa soluzione permette di concentrare il danneggiamento in elementi secondari facilmente sostituibili mantenendo l'integrità globale della struttura, con costi di produzione e riparazione inferiori rispetto alle soluzioni antisismiche tradizionali.

Attualmente le strutture che prevedono l'utilizzo di elementi oscillanti sono ammesse soltanto in pochi Stati ed è ancora in atto un intenso lavoro di ricerca per la definizione dei criteri e delle regole per la progettazione e la realizzazione di tali soluzioni.

1.2 Obiettivi della tesi

Con il presente lavoro ci si propone di studiare sia numericamente sia sperimentalmente il comportamento dinamico di un edificio costituito da setti rocking dotati di dispositivi di dissipazione alla base.

La scelta dell'utilizzo di setti rocking permette di evitare i danneggiamenti tipici dei tradizionali sistemi a setti in C.A. che si plasticizzano alla base e permette inoltre di evitare deformazioni residue grazie alla loro tipica capacità autocentrante.

L'obiettivo dello studio numerico (dinamico non lineare) riguarda lo studio della risposta di un edificio di riferimento caratterizzato da setti rocking; in particolare viene studiato il comportamento del singolo setto con la relativa massa di competenza sotto l'effetto di diversi terremoti. Viene inoltre presentato uno studio parametrico per valutare il ruolo dei principali parametri che caratterizzano il setto.

Lo studio sperimentale riguarda un modello in scala ridotta di un setto rocking dotato di dispositivi di dissipazione e provato su tavola vibrante sottoposta a sollecitazioni armoniche. Lo studio sperimentale viene svolto con lo scopo di controllare e validare il modello numerico.

Capitolo 2: Il rocking e i setti rocking

2.1 Strutture sismo-resistenti e setti in C.A.

Gli elementi strutturali in C.A. progettati per assorbire le azioni orizzontali derivanti da un sisma sono abitualmente suddivisi in tre categorie: strutture a telaio, strutture a parete e strutture miste telaio-parete.

Le strutture miste telaio-parete sono attualmente le più impiegate e sono costituite da elementi trave-pilastro uniti ad elementi parete detti "setti di controvento" o, più semplicemente, "setti". Questo tipo di struttura, che unisce i pregi delle strutture a telaio e a parete, è costituito da elementi ad elevata rigidità (setti) che, collegati alle fondazioni con vincoli di tipo incastro, reagiscono a flessione alle azioni orizzontali derivanti dal sisma sviluppando un momento localizzato alla base e generando sforzi prevalentemente di taglio, demandando quindi ai pilastri il solo compito di resistere ai carichi verticali.

L'utilizzo di un sistema a setti rispetto ad uno a telaio riduce notevolmente gli spostamenti laterali, conferendo maggiore rigidezza alla struttura in termini globali, e riducendo anche la sollecitazione nei nodi trave-pilastro. Con l'impiego di questo sistema è garantita la dissipazione di buona parte dell'energia trasmessa alla struttura e, grazie alla buona rigidezza, è permesso un buon controllo degli spostamenti relativi tra i piani, con conseguente contenimento dei danni alle parti non strutturali.

I setti tradizionali vengono progettati in Italia in accordo a NTC 08 [1] e EC8 [2], come delle mensole incastrate in fondazione per resistere a flessione. Le prescrizioni progettuali, oltre ad evidenziare la necessità di avere una sovra resistenza al taglio e una disposizione di armatura specifica nella zona critica (punto 5.1.2 - EC8 [2]), prevedono di concentrare l'armatura resistente a flessione alle estremità della sezione del setto e di posizionare nella zona centrale un'armatura orizzontale e verticale uniformemente distribuita.

Il comportamento delle pareti sismo-resistenti sottoposte a eventi sismici e il loro continuo miglioramento costituiscono ancora oggi argomento di studio da parte dei ricercatori.

Lo studio di Riva et al. [3] dimostra come le pareti strutturali abbiano un comportamento prevalentemente elastico in esercizio, con scarsa dissipazione di energia. Il medesimo studio riporta anche un comportamento duttile dopo snervamento del setto penalizzato però da una rottura fragile causata dagli sforzi di taglio. Questo fenomeno di cedimento è favorito dalla modalità di dissipazione di energia nella base del setto, che provoca ingenti danneggiamenti alla struttura con espulsione di calcestruzzo, snervamento delle barre ed apertura di ampie fessurazioni.

L'impiego di setti tradizionali risulta dunque affetto dal cedimento a taglio, che è difficilmente calcolabile e che provoca una diminuzione della duttilità. Come per qualsiasi elemento o sistema strutturale, la duttilità diviene il requisito fondamentale per la dissipazione dell'energia negli eventi sismici. È necessario inoltre che la dissipazione di energia avvenga attraverso un meccanismo stabile e predeterminato.

2.2 Il Rocking

2.2.1 *Il fenomeno del Rocking*

Dal punto di vista cinematico il rocking è definito come l'oscillazione di un corpo rigido appoggiato su una superficie piana attorno agli spigoli di base; tale fenomeno può essere generato da una forza orizzontale applicata oppure da uno spostamento della superficie d'appoggio, come accade durante i terremoti.

Uno dei primi ricercatori che studiò il fenomeno del rocking fu Housner (1963) [4], che descrisse il moto piano di un blocco parallelepipedo oscillante alternativamente intorno ai due spigoli di base, individuando l'andamento del momento di richiamo elastico al variare della rotazione rigida attribuendolo all'effetto contrafforte della massa del blocco stesso, la quale tende a riportare la base a terra dopo il suo sollevamento. Scoprì inoltre un meccanismo di dissipazione di energia associato all'impatto del corpo con la base.

Un gruppo di studiosi di scuola neozelandese guidati dal prof. Priestley, negli anni novanta ha riscontrato che il comportamento di sistemi con comportamento rocking è riconducibile ad un andamento elastico bilineare. Il blocco subisce spostamenti in sommità ancora prima del sollevamento della base, ovvero prima dell'innesco del rocking.

Il rocking si può ottenere generalmente in tutti gli elementi (travi, pilastri, setti…) con il distacco e la rotazione essenzialmente rigida della zona di appoggio.

Svincolandosi dal comportamento tradizionale, il dondolio garantisce risorse in grado di preservare la funzionalità della struttura introducendo però problemi che richiedono l'implementazione di accorgimenti per preservare la funzionalità degli elementi oscillanti. Il rocking causa una rotazione dell'elemento che in ambito sismico-edilizio riduce le sollecitazioni nelle pareti stesse aventi funzione sismo-resistente.

L'influenza delle variabili coinvolte nel meccanismo di rocking viene generalmente valutata in funzione dell'effetto di ciascuna su una grandezza universalmente riconosciuta, il *drift (δ)*, che è definito come il rapporto percentuale tra lo spostamento laterale massimo (η) raggiunto da un punto qualsiasi dell'elemento rispetto alla posizione di equilibrio e la dimensione caratteristica dell'elemento (in genere la lunghezza (H)). Per rapporti elevati tra la lunghezza e la base dell'elemento soggetto al rocking, il drift può essere espresso anche come l'angolo di apertura tra la base e l'elemento espresso in radianti.

$$\delta = \frac{\eta}{H} \cdot 100$$

È usuale trovare in letteratura grafici in cui il comportamento dell'elemento rocking è espresso attraverso il drift raggiunto a determinati livelli di carichi ciclici laterali applicati. Tipicamente un elemento oscillante innovativo ibrido presenta un grafico forza-drift a "bandiera" (Figura 7), con relazione forza-drift lineare per bassi livelli di drift, mentre per valori elevati mostra una risposta non lineare dovuta alla dissipazione di energia.

2.2.2 *I setti Rocking*

I setti oscillanti, o setti rocking, sono un'evoluzione dei tradizionali setti, realizzati cercando di eliminare gli aspetti negativi (principalmente il danneggiamento elevato della base e il cedimento a taglio), e di sfruttarne invece i punti di forza, tra i quali l'elevata rigidità, l'ingombro ridotto e le interazioni nulle con i muri di tamponamento. I setti oscillanti sono dotati di cavi precompressi non aderenti, hanno una base non incastrata alla fondazione e di conseguenza libera di sollevarsi parzialmente e di dondolare durante l'evento sismico (Figura 1).

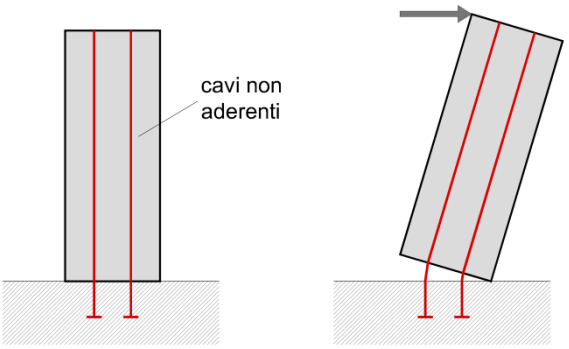

Figura 1 - Schema setto rocking

Tali elementi strutturali sono anche indicati per ottenere sistemi sismo-resistenti in grado di essere immediatamente utilizzati e riparati dopo eventi sismici; infatti, in un evento sismico, il danneggiamento di un setto innovativo risulta interessare solo gli spigoli di base [5]. Sono allo studio anche dispositivi di dissipazione dell'energia da abbinare ai setti per rispondere in modo migliore agli eventi sismici e migliorarne le caratteristiche. In questo caso i setti rocking sono detti "setti ibridi".

L'impiego di strutture di questo tipo non è per ora previsto dalle norme e dai codici europei, mentre è permesso da codici di Paesi esteri con intensa attività sismica, tra i quali la Nuova Zelanda ed alcuni stati del Sud America.

In letteratura sono stati proposti diversi sistemi di setti rocking.

Aslam et al. [6] nel 1980 per primi proposero l'utilizzo di cavi di ancoraggio non aderenti collegati a terra e studiarono la loro influenza sulla risposta dei setti al variare dell'accelerazione del terreno rispetto a setti senza cavi di ancoraggio.

Nel 1999 Kurama et al. [7] proposero un metodo di progettazione per setti prefabbricati accoppiati a cavi non aderenti post-tensionati dotati di sistemi di dissipazione di energia. Si trattò della prima ricerca che affrontava in modo analitico la risoluzione del problema della scarsa dissipazione di energia tipico dei setti rocking.

Nello stesso periodo giunse anche a compimento il programma di ricerca PRESSS (PREcast Seismic Structural System) iniziato nei primi anni '90. La fase finale di tale programma, svolta da Priestley et al. [8], approfondì il fenomeno del rocking nelle strutture miste telaio-parete innovative. Venne testato, attraverso prove dinamiche, un edificio di 5 piani in calcestruzzo armato prefabbricato, realizzato in scala ridotta del 40%. La resistenza a sollecitazione era stata affidata in una direzione a due differenti telai in parallelo con quattro diverse tipologie di connessione trave-colonna e, nella direzione ortogonale, a due setti centrali collegati tra loro con dissipatori speciali UFP.

Holden et al. [9] nei primi anni 2000 dimostrarono che due setti prefabbricati identici geometricamente, uno realizzato convenzionalmente per simulare un setto in calcestruzzo duttile gettato in opera e l'altro prefabbricato in calcestruzzo fibrorinforzato con tiranti post tesi in fibra di carbonio, mostravano differenti comportamenti alle sollecitazioni laterali. Il primo setto presentava una cerniera plastica alla base come per i setti gettati in opera, mentre il secondo presentava adeguata duttilità nella zona critica.

Ajrab et al. [10] introdussero il concetto della realizzazione di setti rocking prefabbricati introducendo una nuova disposizione dei cavi "a drappeggio" che seguisse il diagramma del momento flettente.

Y.C. Kurama e Q. Shen nel 2004 [11] proposero un sistema innovativo costituito da due setti accoppiati connessi tra loro da travi in acciaio non incorporate nei setti, ma poste a contatto con le superfici dei muri tramite l'utilizzo di tiranti post-tensionati non aderenti per permettere l'apertura della fessura. Secondo gli autori l'utilizzo di travi di accoppiamento post-tensionati e poteva dare un livello di accoppiamento simile a quello delle travi inglobate; inoltre, grazie ai cavi tensionati e all'apertura della fessura tra trave e setto, il danneggiamento finale risultava ridotto.

Nel 2007 Restrepo et al. [12] ripresero lo studio effettuato da Holden et al. del 2001 [13] sull'utilizzo di dissipatori di energia costituiti da barre in acciaio fresato. I setti, grazie alla presenza dei dissipatori, diedero una risposta forza-drift con grafico a bandiera. La presenza dei dissipatori favorì anche l'aumento della profondità dell'asse neutro con conseguente aumento della zona di compressione del setto e, dunque, minor danneggiamento degli spigoli di base.

A. Belleri et al. 2013 [14] proposero tre tipologie di modellazione agli elementi finiti di setti rocking: a tre, a due ed ad una dimensione. I modelli ad una dimensione, elaborati tramite il software ad elementi finiti *"Midas/Gen"* e di particolare interesse per questo lavoro di tesi, schematizzano il setto in tre differenti varianti: elemento in fibra incastrato alla base, elemento a molle agenti solo a compressione (Figura 2) e modello a molla rotazionale concentrata alla base della parete.

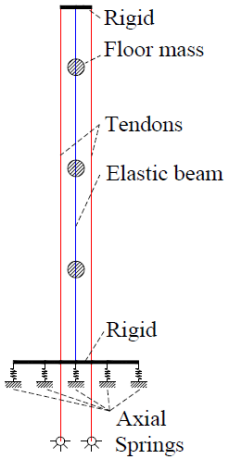

Figura 2 – Modello 1D multi molla, Belleri et a. [14]

Il setto a multi molla schematizza, in analogia a questo lavoro di tesi, il supporto della fondazione con una serie di molle assiali agenti solo in compressione in modo che sia consentito in fase di oscillazione il distaccarsi del setto dalla fondazione. Ogni set di tiranti è costituito da un elemento *"truss"* incernierato al terreno e connesso alla sezione trasversale alla sommità del setto.

In tutti i modelli 1D è stato scelto uno smorzamento numerico, adottato nell'analisi per tener conto di tutte le sorgenti e i meccanismi di dissipazione di energia non direttamente considerati nel comportamento isteretico del materiale pari al 3%.

Il modello 1D multi molla non mostra fondamentali

differenze nella risposta al variare degli elementi elastici e rispetto al modello 2D dà la miglior risposta approssimata globale.

Le ricerche effettuate presso il dipartimento DICATA (Dipartimento di Ingegneria Civile Ambiente Territorio e Architettura) dell'Università degli Studi di Brescia hanno riguardato prove su setti di controvento a scala reale, dei quali uno tradizionale ad armatura distribuita e uno innovativo (setto rocking) ad armatura non aderente con cavi post-tensionati e privo di armatura verticale (Figura 3).

Figura 3 –Vista dei setti di controvento presso il labotatotio P. Pisa (Unibs) [15]

Il setto innovativo, esente da barre di acciaio verticali, presentava solo tubi di plastica deformabile che avevano la funzione di sostegno delle staffe. La parete strutturale era collegata alla base ad un elemento rigido attraverso cavi per la precompressione, i quali passavano, per la prima parte del setto, attraverso dei tubi di acciaio che sostituivano le guaine dei cavi.

I principali risultati sul secondo setto mostrarono che il muro aveva subito piccoli danni e nessuno scorrimento alla base, che ad alti valori di drift il setto non perdeva rigidità, non subiva deformazione e non si aveva drift residuo alla fine della prova. Inoltre, è stato dimostrato che gli spinotti tubolari offrivano sufficiente resistenza contro l'azione di taglio in tutti i cicli effettuati senza modificare il comportamento globale del muro.

Capitolo 3: Edificio di riferimento e modello numerico

3.1 Edificio di riferimento e predimensionamento del setto

Per lo studio dei setti rocking dissipativi, oggetto di questo studio, si fa riferimento ad un edificio in calcestruzzo armato di quattro piani fuori terra come mostrato in Figura 4. L'edificio presenta dimensioni pari a 12x40 m con vano scala centrale, altezza di interpiano pari a 3 m, propone su ogni lato corto due setti sismo resistenti ad una distanza di 7 m l'uno dall'altro ed è dotato di una maglia strutturale regolare.

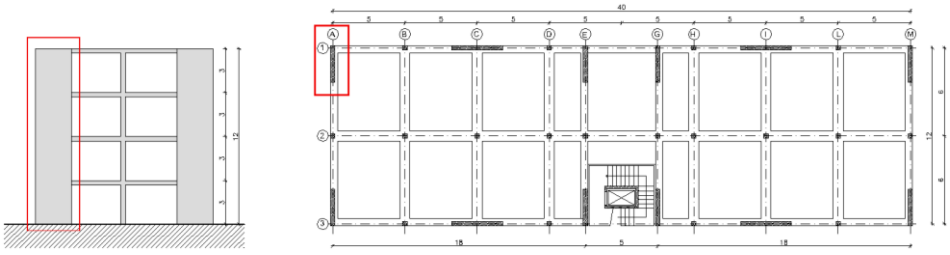

Figura 4 - Edificio di riferimento, Prospetto e Pianta

Per determinare il numero di setti rocking necessari e per il loro predimensionamento, si fa inizialmente ricorso al calcolo utilizzato per il dimensionamento dei tradizionali setti in C.A. incastrati al piede. Le componenti di massa sismica e statica sono funzione solo della tipologia di edificio in cui i setti sono inseriti e non delle caratteristiche costruttive dell'elemento parete.

Il numero minimo dei setti convenzionali necessari per contrastare le azioni sismiche per l'edificio appena descritto e i conseguenti carchi agenti su ognuno di essi sono stati definiti utilizzando il metodo di calcolo descritto dalle norme tecniche delle costruzioni NTC 2008 [1].

3.1.1 *Descrizione del singolo setto*

La struttura costituente l'edificio di riferimento e il setto sono stati schematizzati per poterli realizzare al meglio con una modellazione agli elementi finiti. Si è scelto di considerare per le analisi numeriche dinamiche non lineari un singolo setto della parete di testata, identificato in rosso nella Figura 4. Per il setto oggetto di analisi, è stata in seguito calcolata sia l'area di competenza statica (in verde in Figura 5-a) sia l'area di competenza sismica (area blu in Figura 5-b).

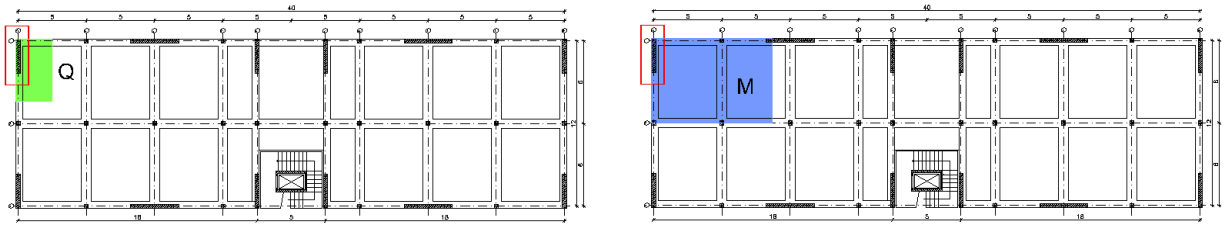

Figura 5 - Aree di competenza edificio di riferimento

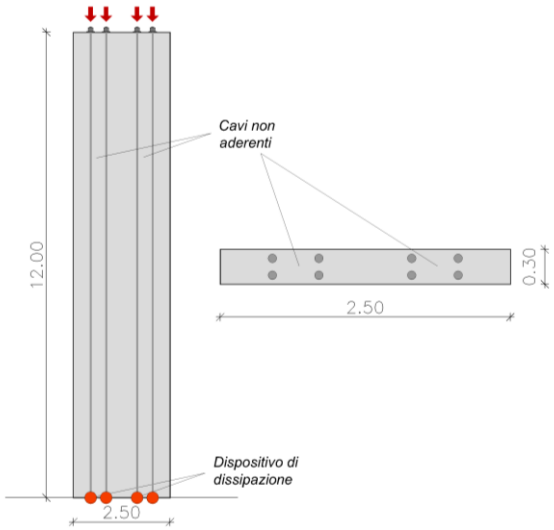

Figura 6 -Geometria del setto rocking

Il setto oggetto di studio è un setto rocking dotato di cavi per la precompressione non aderenti e di dispositivi di dissipazione alla base. In riferimento alla prova sperimentale di M. Preti et al [16] il setto presenta due coppie di cavi al suo interno distribuite simmetricamente rispetto all'asse della parete. Per evitare lo scorrimento a taglio e favorire la dissipazione di energia, alla base del setto sono presenti degli spinotti cavi tubolari collegati alla fondazione che si estendono per circa quattro metri all'interno dello stesso. Gli spinotti fungono anche da guaina per i cavi che scorrono al loro interno. La geometria del setto è riportata in Figura 6.

3.1.1.1 *Definizione del parametro* β

Sulla base della risposta a bandiera di un sistema setto rocking provvisto di dissipatori viene definito il parametro **β**, come il rapporto tra le lunghezze dei segmenti ***b*** e ***a*** così come rilevati direttamente sull'asse delle ordinate dal grafico, riferito ad una prova sperimentale [17], a bandiera Forza-drift (Figura 7). L'estensione del segmento ***a*** è misurata a partire dall'origine fino ad arrivare in corrispondenza del valore concernente la forza orizzontale che vince la forza di precarico dei tiranti e i carichi gravitazionali del setto (quota F), mentre il segmento ***b*** è definito come l'ampiezza della bandiera. Il parametro **β** fornisce una misura indiretta dalla quantità di energia dissipata dal sistema setto rocking dissipativo e può assumere un valore massimo pari a 2, oltre il quale la forza di richiamo determinata dal rocking non ha più effetto ricentrante. Per il setto oggetto di studio viene scelto un valore base del parametro **β** pari a 0,75.

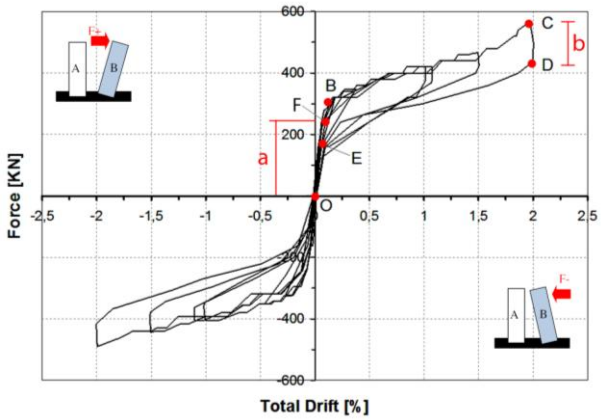

Figura 7 - Diagramma Forza-Drift, Grafico a bandiera [17]

3.1.1.2 *Schematizzazione del setto*

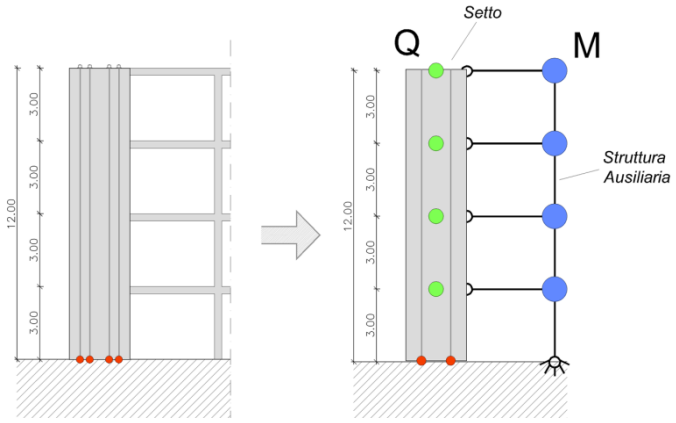

Figura 8 -Schematizzazione setto rocking

Per la modellazione numerica, il setto oggetto di studio viene schematizzato come mostrato in Figura 8. Le masse statiche **Q** sono concentrate sulla mezzeria del setto, mentre le masse di competenza sismica **M**, che non danno un contributo stabilizzante, sono concentrate su una struttura ausiliaria incernierata al terreno. Gli impalcati fungono da distanziatori e sono rappresentati da bielle rigide prive di massa. Ogni coppia di cavi viene ridotta ad un solo cavo equivalente rispetto alla mezzeria così come l'elemento di dissipazione alla base (Figura 8).

3.2 Modello numerico

3.2.1 *Descrizione del modello numerico*

Il modello numerico del setto rocking dissipativo è realizzato utilizzando il programma Midas Gen 2014 che permette di svolgere analisi dinamiche in campo non lineare. La Figura 9 mostra il modello del setto rocking caratterizzato dai valori base dei parametri.

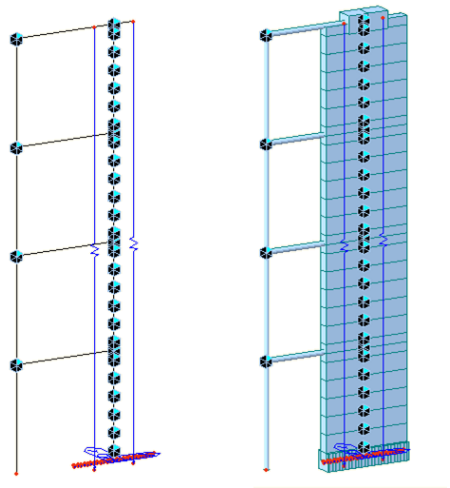

Figura 9 - Vista wireframe e 3D del setto

Il setto presenta le seguenti caratteristiche principali:

- Base ***B***=2,5 m
- Altezza ***H***=12 m
- Spessore ***t***=0,3 m
- Forza di Precompressione ***Fp***=2500 kN
- Indice di dissipazione **β**= 0,75
- Massa statica di competenza di ogni piano ***Q***=120 kN
- Massa sismica di competenza di ogni piano ***M***=120 kN
- Peso specifico del setto: 25 kNm^{-3}
- Modulo elastico CLS C 30/37 E_c=32836 MPa

Il setto è stato rappresentato tramite un elemento di tipo *"beam"* monodimensionale, a cui sono state assegnate dimensioni di 2500x300x12000 mm. La sezione di base del setto è stata realizzata tramite un secondo elemento *"beam"* trasversale di lunghezza 2500 mm molto rigido. Per impedire lo slittamento dell'elemento *"beam"* del setto è stato inserito un vincolo a carrello con asse orizzontale, (elemento ***d*** Figura 10).

Il calcestruzzo è stato simulato con delle molle (elemento ***a*** Figura 10) di tipo *"general link-slip bilinear"* posizionate ad interasse *Δx* di 100 mm con asse di deformazione parallelo a quello del setto e fissate tramite vincolo di incastro al terreno (elemento ***b*** Figura 10). Si è deciso di posizionale le molle più esterne ad una distanza pari a *Δx/2* dalle estremità del setto. L'elemento di fondazione non è parte integrante del modello in quanto si assume che la fondazione sia infinitamente rigida e quindi un vincolo di incastro svolge appieno la funzione di fondazione.

Alla sommità del setto è stato inserito un altro tipo di elemento "beam" parallelo a quello della sezione di base, con stesse caratteristiche ma di estensione pari a 1200 mm.

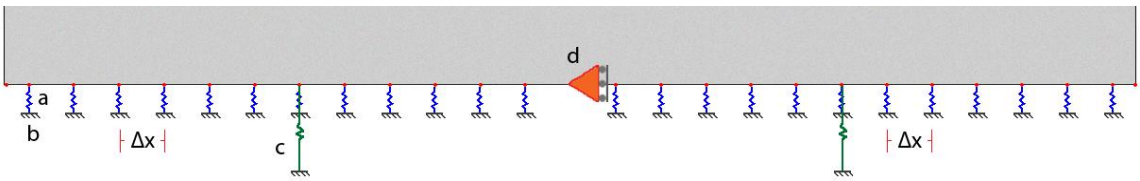

Figura 10 - Elementi costituenti la base del setto

Gli otto cavi totali per la precompressione sono stati ridotti in fase di modellazione a due cavi equivalenti posizionati simmetricamente a 600 mm dall'asse del setto, corrispondente alla distanza baricentrale dei cavi utilizzati nella prova sperimentale [16]. Sono stati schematizzati come molle di tipo *"general link-elastic trilinear"* vincolati in sommità all'elemento trasversale *"beam",* mentre a terra sono stati fissati tramite vincolo di cerniera ad una profondità di 250 mm dalla base.

L'effetto dei dispositivi di dissipazione è stato modellato inserendo alla base del setto e in corrispondenza alla posizione dei cavi due molle di tipo *"general link – normal bilinear",* incastrate agli estremi (elemento ***c*** Figura 10).

La modellazione delle analisi considera, oltre alla struttura principale del setto, una struttura di servizio esterna formata da elementi *"truss"* circolari di diametro 200 mm in acciaio, la cui funzione è tenere in posizione la massa sismica in modo tale da non farla rientrare nella componente stabilizzante. Gli elementi *"truss"* sono collegati al setto tramite vincolo a cerniera interna.
Per permettere la libera oscillazione, la struttura ausiliaria è stata vincolata a terra con una cerniera.

Per rappresentare al meglio le varie tipologie e funzioni delle masse, l'elemento *"beam"* rappresentante il setto è stato suddiviso ad interassi costanti di 500 mm. Nella posizione baricentrale di ogni segmento è stata inserita una massa pari al peso del blocco di C.A. corrispondente.

In corrispondenza di ogni piano è stata inserita sia la massa di competenza statica verticale in relazione all' edificio di riferimento sia una massa di tipo verticale sulla struttura di servizio di valore corrispondente all'entità della massa sismica riferita sempre all'edificio di riferimento.

3.2.2 *Calibrazione del modello numerico*

Per la definizione dei parametri (modulo elastico, rigidezza, smorzamento, ecc.) da attribuire ai materiali, si è fatto riferimento a prove sperimentali e analitiche sviluppate presso l'Univesità degli Studi di Brescia [16,18].

SETTO C.A.

Per il calcestruzzo costituente il setto sono stati definiti i seguenti parametri:

- **tipologia:** C 30/37 così come definita nelle norme tecniche;
- **modulo elastico E_c**$= 22{\cdot}000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 32{\cdot}836\ MPa$;
- **forza di compressione cilindrica media (f_{cm}):** utilizzata sia per il calcolo del modulo elastico e sia per la forza ultima di compressione delle molle del calcestruzzo è fornita dall'espressione:
$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38\ Mpa;$$
- **massa propria (q):** calcolata a partire dalla forza verticale F_{ms} secondo la seguente equazione:
$$F_{ms} = i \cdot B \cdot t \cdot \gamma_{cls} = 0{,}5 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 25 = 9{,}5\ kN$$

Gli elementi *"beam"* trasversali sono stati modellati come travi in acciaio a sezione quadrata di lato 50 cm. Per conferire elevata rigidezza, il valore del modulo elastico E_s è stato aumentato di tre ordini di grandezza, pari a $2{,}1 \cdot 10^8$. Ad entrambe le travi non è stata attribuita alcuna massa propria in quanto non sono parte effettiva del setto.

MOLLE DELLA BASE

Le molle selezionate per simulare il comportamento a compressione del calcestruzzo alla base presentano un comportamento non lineare e sono caratterizzate da un legame costitutivo di tipo *"slip bilinear/compression"*, con rigidezza K_c e resistenza massima R_y Figura 11**.** A questa tipologia di molle è stato imposto un comportamento dissipativo per simulare il danneggiamento subito realmente dal calcestruzzo alla base del setto ad ogni impatto (ciclo OABC di Figura 11).

Durante il primo ciclo (OABC) il comportamento dissipativo della molla è attivato quando la deformazione agente su di essa è maggiore della deformazione necessaria a generare una forza pari a R_y. Una volta superata questa deformazione, in fase di scarico si otterrà una deformazione residua a carico nullo (Punto C). Durante il ciclo successivo la molla replica il medesimo comportamento a partire dal punto C. Questo comportamento si replica ad ogni ciclo continuando ad aggiungere deformazioni residue fino alla rottura della molla una volta raggiunta una deformazione pari alla deformazione a rottura del calcestruzzo.

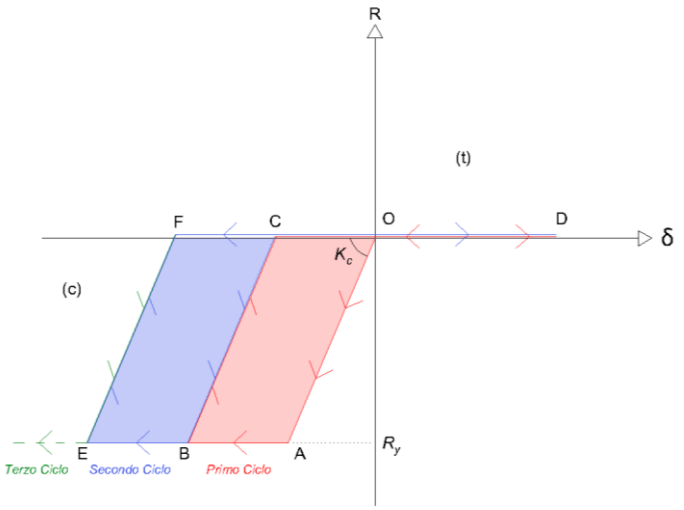

Figura 11 - Legame costitutivo Molle Cls

Con riferimento alla Figura 11, sull'asse delle ascisse è indicato il valore di schiacciamento della molla mentre sull'asse delle ordinate la resistenza. Il coefficiente angolare del tratto lineare elastico rappresenta la rigidezza K_c.

Poiché la tipologia di setti rocking non prevede nessun tipo di collegamento con gli elementi di fondazione, in fase di oscillazione si verifica l'apertura dell'interfaccia setto-fondazione. Per questo motivo i parametri costitutivi delle molle sono stati definiti solo a compressione. Le molle, pertanto, non reagiscono a trazione.

In fase di rocking, ad un generico istante *t,* la reazione massima complessiva sviluppata dalle molle è pari al peso totale del setto sommato alla forza di precarico totale ***Fp***.

I parametri definiti per le molle sono:

- rigidezza K_c: $\frac{E_c \cdot A_{cm}}{H} = 82000\ kN/m$
- resistenza massima a compressione **Ry:** $f_{cm} \cdot A_{cm} = 1100\ kN$

dove E_c e H sono rispettivamente il modulo elastico del calcestruzzo C 30/37 e l'altezza del setto di 12 m; A_{cm}, espressa nell'equazione di seguito, è l'area di competenza di ogni singola molla calcolata sull'interasse Δx e sullo spessore del setto **t** pari a 300 mm:

$$A_{cm} = \Delta x \cdot t = 300\ cm^2$$

CAVI PRECOMPRESSIONE

I cavi a trefoli Dywidag adottati presentano un diametro nominale di 15,2 mm, un'area, A_{dw}, pari a 139 mm² e modulo elastico Es_{dw} di 210˙000 MPa. Per lo sforzo di snervamento f_{pk} è stato assunto un valore di 1600 MPa. Il singolo cavo è stato modellato attribuendogli un legame costitutivo sforzo-deformazione composto da due rami elastici e un ramo plastico così come proposto dallo studio di tesi di S. Raccagni [18].

Come mostrato in Figura 12 il primo tratto della curva, OA, presenta una rigidezza K_{p1} molto elevata, con ordinata del punto A pari al carico di precompressione nel singolo cavo F_{pc}. È stato imposto un K_{p1} elevato nel primo tratto per impedire al setto qualsiasi sollevamento fino al raggiungimento dalla F_{pc} (ordinata del punto B).

Per carichi superiori a F_{pc} è stato imposto alla molla simulante il cavo un legame di tipo elastico avente rigidezza pari a K_{p2} (inferiore a K_{p1}) che corrisponde alla rigidezza reale dell'acciaio della precompressione. Il valore di carico F_{ya} corrisponde al carico di snervamento dei cavi,

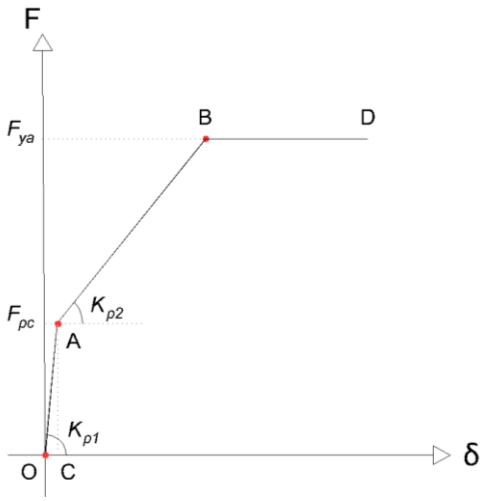

Figura 12 - Legame costitutivo qualitativo cavi in acciaio

cioè al raggiungimento dello sforzo massimo di trazione pari a f_{pk}. Sono stati imposti uno snervamento F_{ya} di 2700 MPa e una rigidezza K_{p2} pari a 29500 kNm^{-1}.

Il terzo ramo BD descrive la plasticizzazione dei trefoli.

I parametri descrittivi di questo legame costitutivo erano tali da impedire che i carichi In fase di analisi raggiungessero il tratto BD in quanto si desiderava, in analogia al caso reale, che il cavo lavorasse sempre in campo elastico.

È stata imposta una forza di precompressione totale F_p pari a 2500 kN equidivisa nei due tiranti per il caso della configurazione di base.

DISSIPATORE

Per rappresentare la dissipazione, in fase di modellazione si è scelto di utilizzare una molla di tipo *"general link–normal bilinear"* a comportamento simmetrico.

La rigidezza K_d caratterizzante il dissipatore è stata assunta sufficientemente elevata, in modo da ottenere un elemento molto rigido, pari a 2˙500˙000 kNm^{-1}.

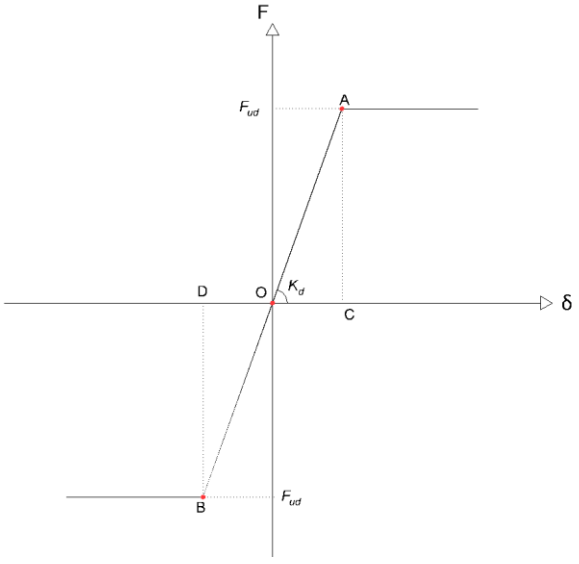

Figura 13 - Legame costitutivo dei dissipatori alla base nel programma di calcolo Midas\Gen

Il legame costitutivo della molla rappresentante la dissipazione, indicato in Figura 13, è stato definito per il modello con una forza di snervamento F_{ud} e una rigidezza K_d. Il valore di F_{ud} è stato determinato sfruttando la forza di precompressione dei cavi e la forza verticale stabilizzante **Q** di ogni piano che risultano essere note nel sistema analizzato. Ricordando che il sistema è governato da un livello di dissipazione **β** pari a 0,75 si è ottenuto il valore di F_{ud} pari a 600 kN**.**

SMORZAMENTO ASSEGNATO

Come suggerito dal lavoro di ricerca di Belleri et al. [14] è necessario attribuire ad elementi monodimensionali uno smorzamento per avere convergenza. Si è deciso di inserire uno smorzamento proporzionale alla rigidezza senza intervenire sulle masse. Lo smorzamento adottato è stato riferito al primo modo di vibrare del sistema a cui è associato, poiché questo è il modo prevalente per la tipologia di setto considerato [10, 14]. L'intensità di dissipazione utilizzata è stata del 3%.

3.2.3 *Definizione dei valori per l'analisi*

Sono stati identificati sette parametri che assumono un ruolo importante per la risposta sismica del setto, ad ognuno dei quali è stato assegnato un valore di base, come esposto nel paragrafo 3.2.1, che definisce la configurazione di riferimento per tutte le analisi.

Il ruolo di ogni parametro viene in seguito valutato attraverso un'ampia analisi parametrica. I valori considerati sono mostrati in Tabella 1.

Parametro	*Valore minimo*	*Valore base*	*Valore massimo*
H (m)	9	***12***	15
B (m)	*2*	***2,5***	*3*
t (m)	*0,25*	***0,30***	*0,35*
Fp (kN)	*1000*	***2500***	*4000*
β	*0,25*	***0,75***	*1,25*
M (kN)	*300*	***600***	*900*
Q (kN)	*60*	***120***	*160*

Tabella 1 - Riepilogo dei parametri utilizzati nelle analisi parametriche

3.2.4 *Definizione delle sollecitazioni*

Lo studio dinamico non lineare presentato in questo lavoro è stato effettuato assegnando un'accelerazione orizzontale del terreno.

Per le analisi sono stati adottati gli accelerogrammi reali di alcuni eventi sismici italiani: Lunigiana 2013, Emilia Romagna 2012 L'Aquila 2009, Salò 2004, Sicilia 2002, Molise 2002, Friuli 1976 e Irpinia 1980.

Per alcune analisi sulla dissipazione si è fatto riferimento anche a terremoti avvenuti in diverse aree del mondo: El Centro, San Fernando 1971, James RD 1979, Loma Prieta 1989 e Northridge 1994. La scelta dei terremoti si è basata sia sul picco di accelerazione PGA sia sul periodo *T* di accelerazione.

Lo studio dinamico presentato in questo lavoro viene eseguito mediante un'analisi dinamica non lineare (Time History) assegnando un'accelerazione orizzontale al terreno, corrispondente a quella di diversi terremoti significativi.

Le sollecitazioni più significative, che hanno prodotto i risultati principali, sono quelle relative a Friuli, Irpinia e L'Aquila e sono descritte nei seguenti paragrafi.

Capitolo 4: Risultati dell'analisi numerica

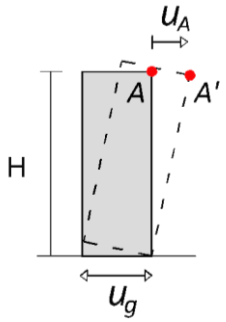

Figura 14 - Schema di riferimento per la definizione di spostamento assoluto e relativo

Nel presente capitolo verranno presentati i risultati delle analisi numeriche riguardanti il comportamento dinamico delle strutture oggetto di studio, assumendo i valori dei parametri fondamentali presentati nel paragrafo 3.2.3. In particolare si mostra l'andamento nel tempo dello spostamento massimo subito dalla struttura, sia in termini di spostamento assoluto sia in termini di spostamento relativo. Con riferimento alla Figura 14, lo spostamento assoluto è definito come la somma dello spostamento del terreno ($\boldsymbol{u_g}$) e lo spostamento del punto A del setto ($\boldsymbol{u_A}$). Lo spostamento relativo corrisponde allo spostamento $\boldsymbol{u_A}$.

Il drift relativo risulta dunque essere $\boldsymbol{u_A/H}$ e valutato in termini percentuali, mentre il drift assoluto risulta essere $\boldsymbol{(u_A + u_g)/H}$.

È bene rimarcare che sebbene i grafici riportino lo spostamento assoluto e quello relativo, solo quest'ultimo è il dato fondamentale da considerare per la progettazione poiché è proprio lo spostamento relativo che determina lo spostamento reale della struttura sul quale devono essere realizzati gli elementi che compongono un edificio.

4.1 Risultati Principali

4.1.1 *Risultati parametrici della configurazione di base: Terremoto del Friuli*

Vengono presentati i risultati ottenuti dall'analisi numerica del terremoto del Friuli effettuata sul setto caratterizzato dai valori base dei parametri fondamentali. In ordine è presentato l'andamento dello spostamento assoluto e del terreno (Figura 15) e lo spostamento relativo (Figura 16).

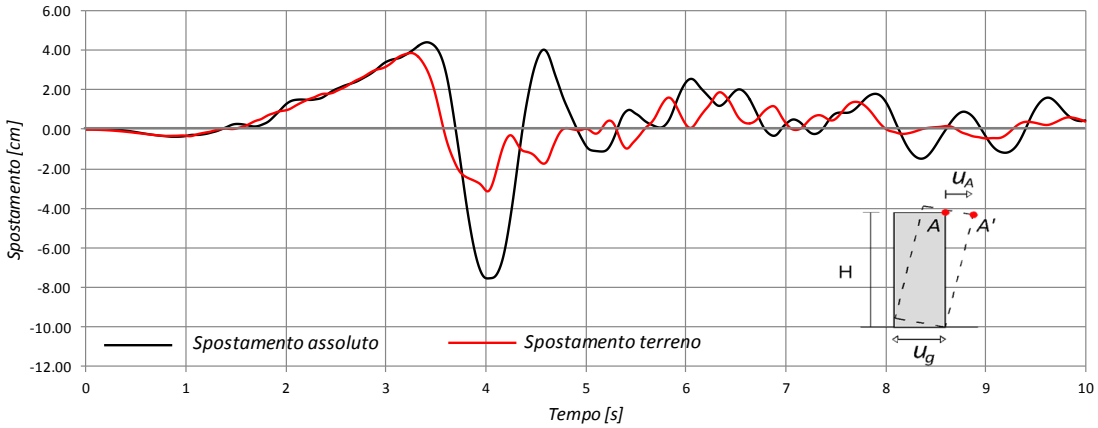

*Figura 15 - Spostamento assoluto caso base (**H**=12m) Friuli.*

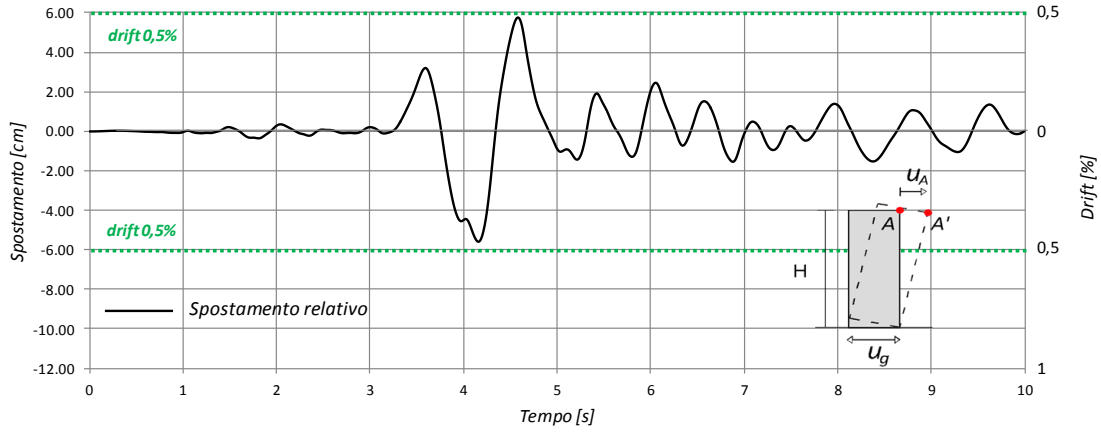

*Figura 16 - Spostamento relativo caso base (**H**=12 m) Friuli.*

Si nota che in questa configurazione il rocking si manifesta a partire dal tempo t=3,2 s circa. Lo spostamento massimo relativo raggiunge i 5,75 cm pari ad un drift dello 0,5% circa. Il drift dello 0,5% non è penalizzante per la struttura in quanto il valore massimo accettabile per le strutture allo stato limite ultimo (SLU) è pari al 2,5%.

4.1.2 *Risultati parametrici della configurazione di base: Terremoto Irpinia*

Vengono presentati i risultati ottenuti dall'analisi numerica del terremoto dell'Irpinia effettuata sul setto in configurazione di base. In ordine è presentato l'andamento dello spostamento assoluto e del terreno (Figura 17) e lo spostamento relativo (Figura 18).

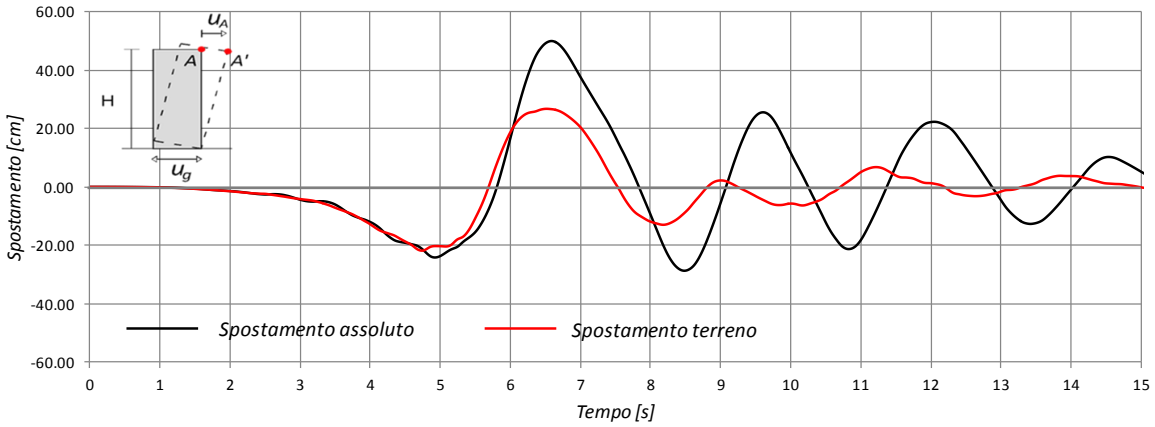

*Figura 17 - Spostamento assoluto caso base (**H**=12m) Irpinia.*

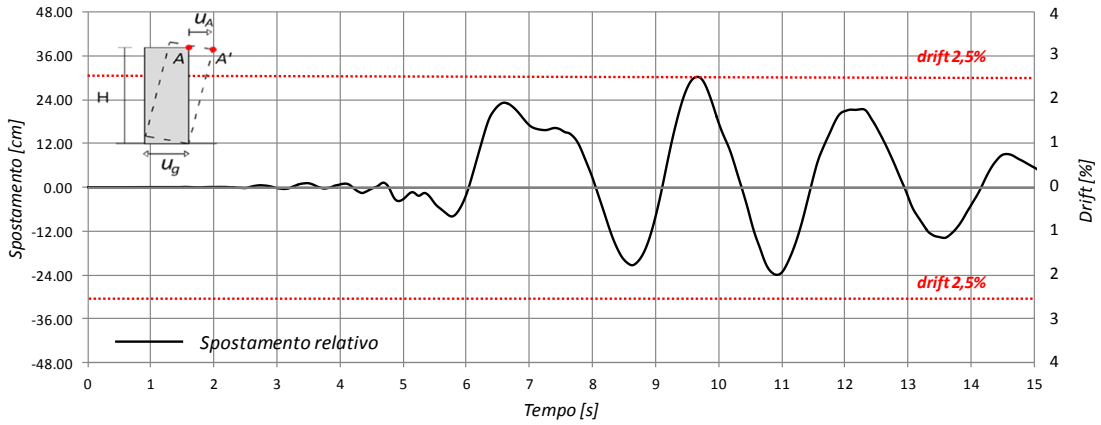

*Figura 18 - Spostamento relativo caso base (**H**=12 m) Irpinia.*

Anche il fenomeno sismico dell'Irpinia è stato in grado di generare rocking sul setto in configurazione di base, a partire dal tempo t=6 s circa. Lo spostamento massimo relativo raggiunge i 30,18 cm pari ad un drift del 2,5% circa. Nel grafico di Figura 18 sono riportati valori corrispondenti di drift massimo accettabile per SLU (2,5%).

4.1.3 *Risultati parametrici della configurazione di base: Terremoto L'Aquila.*

Vengono presentati i risultati ottenuti dall'analisi numerica del terremoto de L'Aquila effettuata sul setto in configurazione di base. In ordine è presentato l'andamento dello spostamento assoluto e del terreno (Figura 19) e lo spostamento relativo (Figura 20).

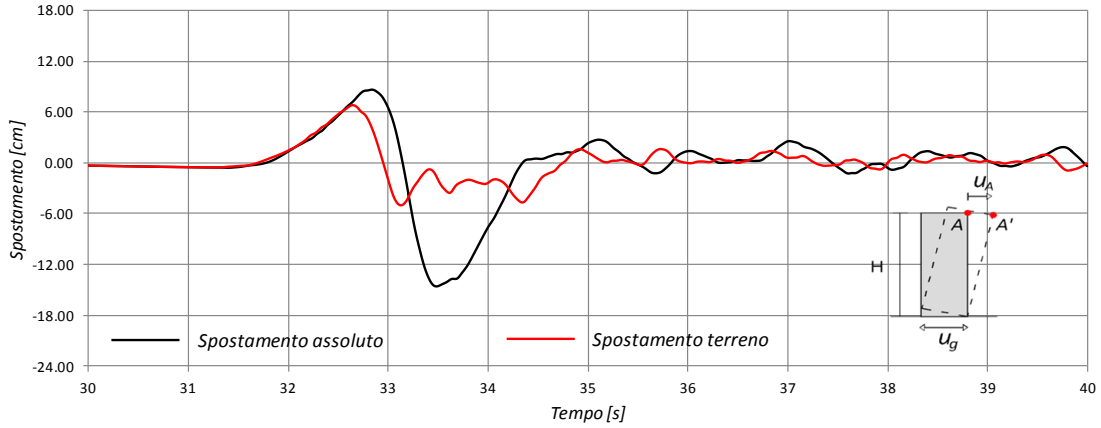

*Figura 19 - Spostamento assoluto caso base (**H**=12m) L'Aquila.*

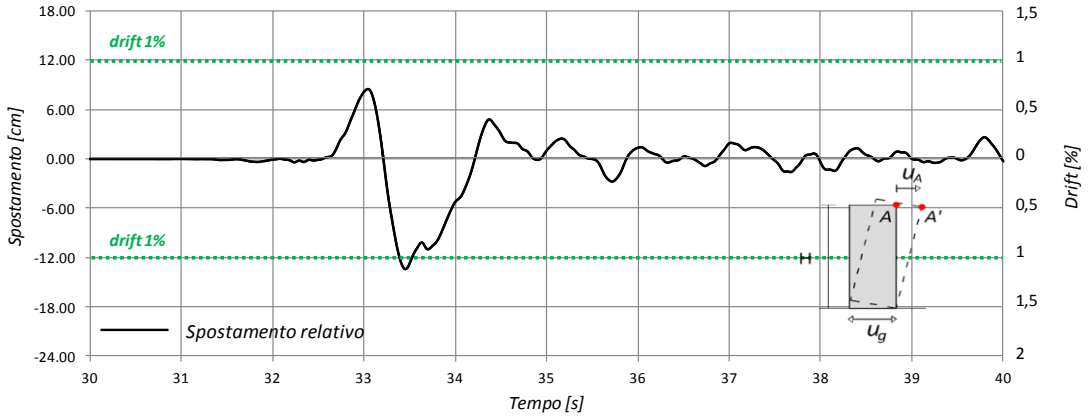

*Figura 20 - Spostamento relativo caso base (**H**=12 m) L'Aquila.*

Si nota che in questa configurazione il rocking si manifesta a partire dal tempo t=32,6 s circa. Lo spostamento massimo relativo raggiunge i 13,48 cm pari ad un drift dello 1,1% circa. Il drift dello 1,1% non è penalizzante per la struttura in quanto il valore massimo accettabile per le strutture allo stato limite ultimo (SLU) è pari al 2,5%.

4.2 Studio Parametrico

In questo estratto si è deciso di presentare solamente il risultato dello studio parametrico riguardante il parametro **M** (massa sismica di piano) per i terremoti del Friuli, dell'Irpinia e de L'Aquila.

4.2.1 *Studio Parametrico Terremoto del Friuli*

4.2.1.1 *Ruolo del parametro M*

Come si osserva dalla Figura 21, l'andamento del massimo valore di spostamento sia assoluto sia relativo risulta perfettamente lineare, seppur con pendenze diverse, all'aumentare della massa sismica applicata al setto.

Per quanto riguarda il massimo spostamento assoluto, il parametro ***M***=600 kN causa un valore massimo pari a 7,56 cm. Per un valore di massa sismica di 900 kN si assiste ad un aumento del 20% del massimo dello spostamento assoluto, corrispondente a 8,61 cm, mentre si riscontra una diminuzione del 14% per una massa pari a 300 kN, che genera uno spostamento massimo assoluto ad un valore di 6,28 cm.

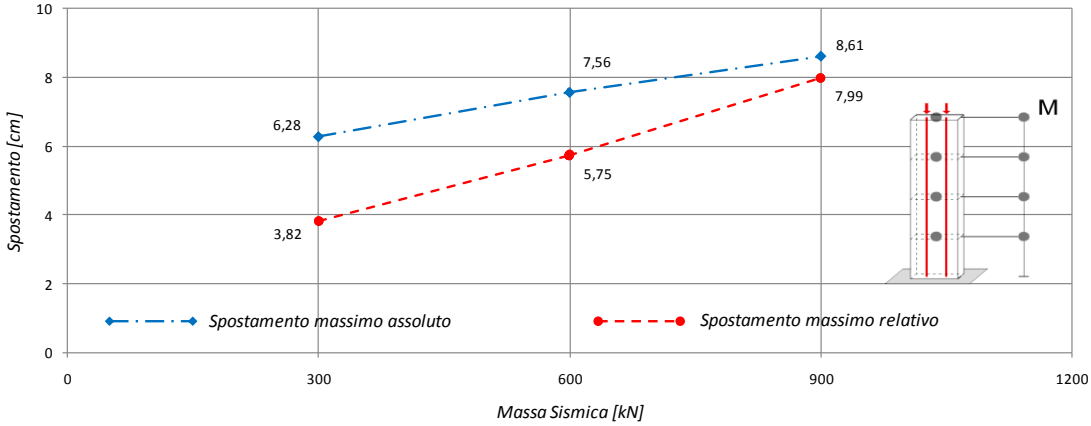

Figura 21 - Variazione spostamento assoluto e relativo per il parametro M, Friuli.

Il valore di massa **M** pari a 600 kN origina un valore di massimo spostamento relativo di 5,75 cm. Applicando al setto metà della massa si ottiene una riduzione di spostamento di circa il 50% con un valore di 3,82 cm. Aumentando la massa del 50% rispetto al valore di riferimento, invece, si registra un incremento di spostamento del 39%, con uno spostamento di 7,99 cm.

I drift corrispondenti ai livelli di massa ***M*** pari a 300 kN, 600 kN e 900 kN sono rispettivamente pari a circa lo 0,3%, 0,5% e 0,65%.

Si può dunque desumere dalla Figura 21 che all'aumentare della massa sismica si assiste all'aumento lineare del valore massimo sia dello spostamento assoluto, sia dello spostamento relativo, perché applicare al setto maggiore o minore massa sismica significa provocare in fase di evento sismico una sovra o sotto spinta laterale.

4.2.2 *Studio Parametrico Terremoto dell'Irpinia*

4.2.2.1 *Ruolo del parametro M*

Come si osserva dalla Figura 22, l'andamento del massimo valore di spostamento sia assoluto sia relativo risulta perfettamente lineare, con pendenze leggermente diverse, all'aumentare della massa sismica applicata al setto, così come risultato dall'analisi del terremoto del Friuli (4.2.1.1)

Per un valore di massa sismica di 900 kN si assiste ad un aumento del 19%, a 59,47 cm, del massimo dello spostamento assoluto rispetto al caso medio, mentre si riscontra una diminuzione del 30% per una massa pari a 300 kN, che genera uno spostamento massimo assoluto di 38,24 cm.

Sullo spostamento massimo relativo, applicando al setto metà della massa rispetto al caso medio si ottiene una riduzione di spostamento di circa il 140% con un valore di 12,43 cm. Aumentando la massa del 50% rispetto al valore di riferimento, invece, si registra un incremento di spostamento del 55%, con uno spostamento di 46,79 cm. Il drift passa dal'1% in corrispondenza del valore minimo della massa sismica, ad un massimo di 3,9% all'applicazione della massima massa sismica.

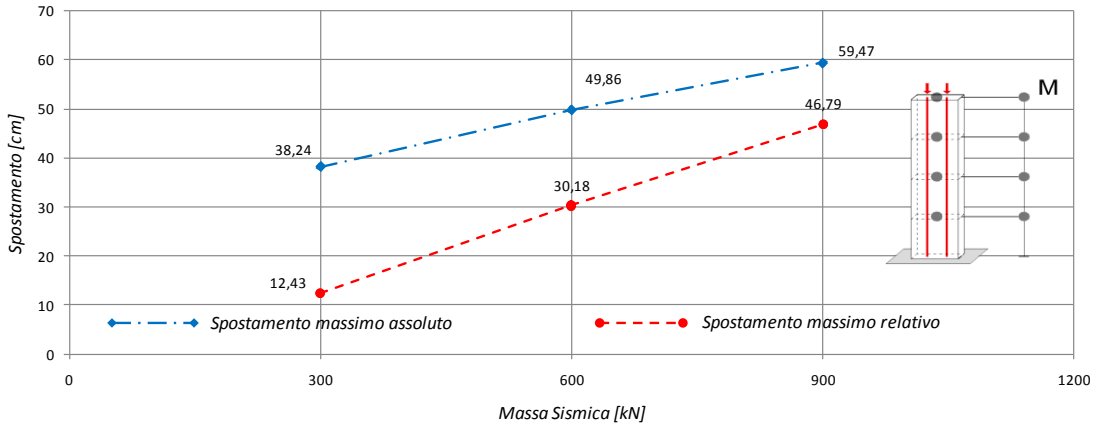

Figura 22 - Variazione spostamento assoluto e relativo per il parametro M, Irpinia.

Si può dunque notare dalla Figura 22 che all'aumentare della massa sismica si assiste all'aumento lineare del valore massimo sia dello spostamento assoluto, sia dello spostamento relativo. Applicare al setto maggiore o minore massa sismica significa, infatti, provocare in fase di evento sismico una sovra o sotto spinta laterale.

4.2.3 *Studio Parametrico Terremoto de L'Aquila*

4.2.3.1 *Ruolo del parametro M*

Il ruolo della massa sismica sul massimo spostamento assoluto e relativo è esposto graficamente in Figura 23.

Lo spostamento massimo assoluto decresce linearmente all'aumentare della massa sismica, passando da 16,50 cm del caso con massa minore fino a 11,57 cm nel caso di massa sismica maggiore. Si registra una diminuzione percentuale iniziale del 13% e del 26% incrementando la massa sismica da 600 kN a 900 kN.

Per quanto riguarda lo spostamento massimo relativo, si assiste ad una progressiva diminuzione da 15,55 cm a 11,68 cm all'aumentare della massa sismica, che corrispondono a riduzioni progressive del 15%. Il drift massimo registrato è pari all'1,3%, mentre il minimo è dell'1%.

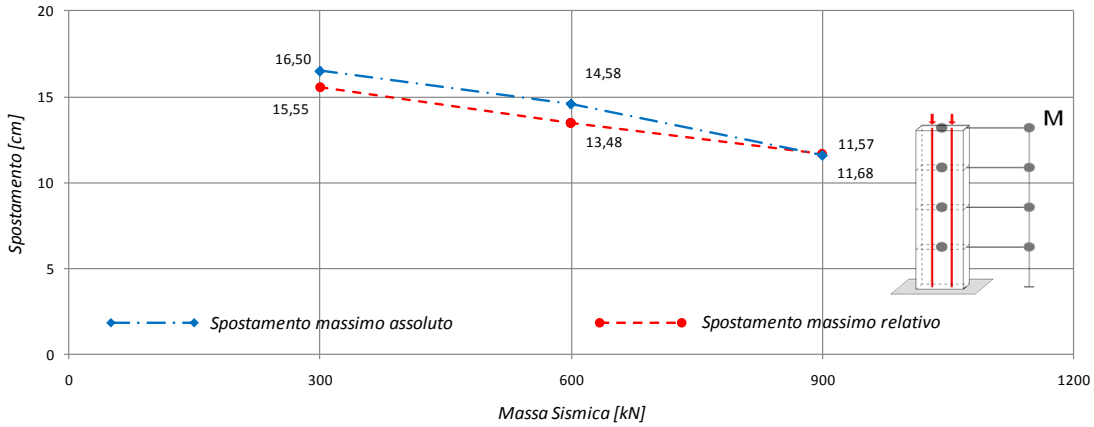

Figura 23 - Variazione spostamento assoluto e relativo per il parametro M, L'Aquila

L'andamento di entrambi i tipi di spostamento è dunque inversamente proporzionale alla variazione della massa sismica, diversamente da quanto atteso e registrato in tutti gli altri terremoti.

Pur non essendo un andamento deleterio per la stabilità del setto (tende infatti a stabilizzarlo), si è deciso di estendere le analisi, aumentando la massa sismica fino a 1500 kN. Si assiste, come testimoniato dalla Figura 24, ad un incremento dello spostamento relativo per masse superiori a 900 kN, e si assiste dunque ad un andamento confrontabile con quello ottenuto per gli altri terremoti.

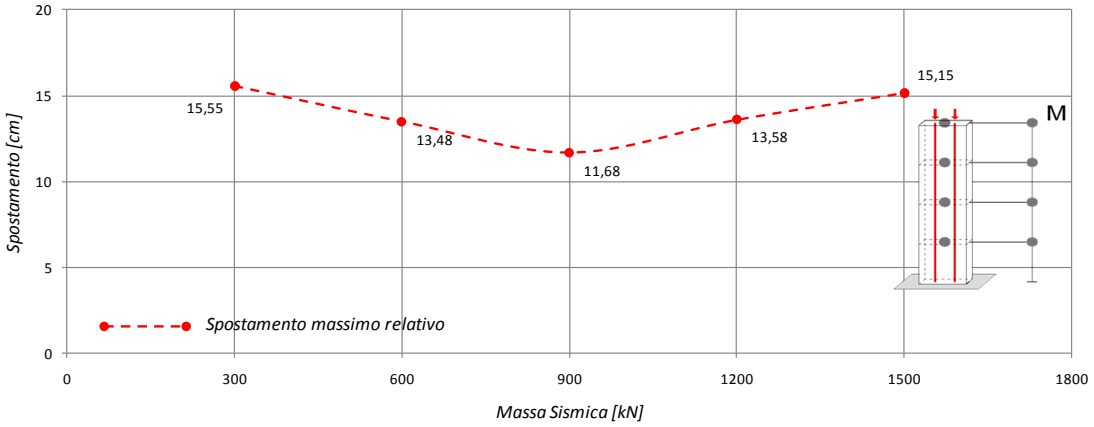

Figura 24 - Variazione spostamento relativo per il parametro M, L'Aquila

Capitolo 5: Prova Sperimentale

5.1 Realizzazione della prova sperimentale

Il modello sperimentale si presenta come un'implementazione del modello proposto nella ricerca di V. Bolis [19] al quale è stata applicata una struttura laterale in alluminio (di seguito chiamata "struttura ausiliaria") che è cinematicamente assimilabile ad un arco a tre cerniere (Figura 25) ed ha la sola funzione di sostenere le masse sismiche, similmente a quanto descritto per il modello numerico.

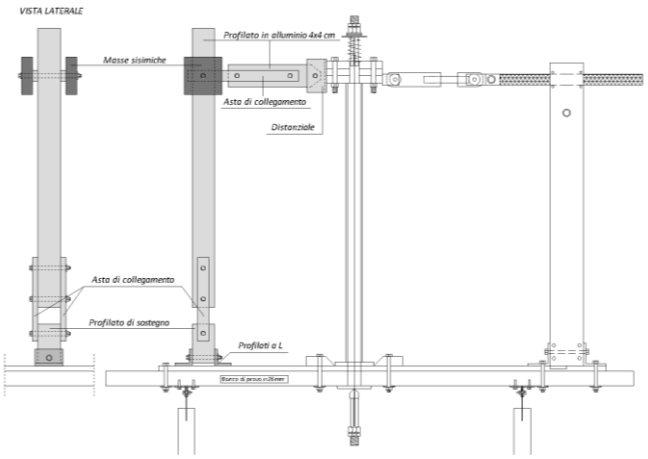

Figura 25 - Vista di insieme del banco di prova, a sinistra struttura ausiliaria per le masse sismiche

5.2 Descrizione della prova sperimentale

Il sistema è stato inizialmente sollecitato con spostamenti armonici attraverso l'impiego di un banco di prova. Gli spostamenti sono stati applicati alla base dell'oscillatore, come avviene nel caso di un terremoto. Il modello è stato provato, nella sua configurazione di base, a 3 diverse frequenze ed è stato valutato l'andamento del drift nel tempo. I risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti numericamente dal modello descritto nel paragrafo 5.4.1, rappresentante il modello sperimentale. Nella seconda fase è stato svolto uno studio parametrico (di cui non sono riportati i risultati e i grafici in questo estratto) per valutare l'influenza delle masse sismiche e della frequenza di oscillazione sul massimo valore del drift.

Tutte le prove sono state eseguite imponendo uno spostamento massimo orizzontale della tavola vibrante di 1,5 cm. Le prove a spostamento massimo fissato sono state svolte alle frequenze di 1,6 Hz, 2,3 Hz e 3,1 Hz; per ogni frequenza sono state applicate alla struttura tre differenti masse simiche di 1,4 kg, 3,2 kg e 6,4 kg.

La Tabella 2 riassume i valori dei parametri assegnati al modello nelle configurazioni di base.

Parametro	***Configurazione di base***
Massa Statica	*3 kg*
Massa Sismica	*3,2 Kg*
Forza di attrito dissipatore	*0,675 Kg*
Forza Precompressione	*330 N*
Spostamento massimo banco	*± 1,5 cm*
Frequenza di oscillazione	*2,3 Hz*

Tabella 2 - Riassunto parametri caso base sperimentale

5.3 Risultati della prova sperimentale

I primi risultati riguardano i valori di drift massimo raggiunti dal setto rocking, in funzione delle frequenze, per 3 differenti configurazioni del modello:

1) Solo setto rocking, senza struttura ausiliaria e senza dispositivo di dissipazione;
2) Setto rocking, con struttura ausiliaria priva di masse sismiche e senza dispositivo di dissipazione;
3) Setto rocking, con dispositivo di dissipazione e struttura ausiliaria priva di masse sismiche.

Si è notato che nelle tre configurazioni analizzate, all'aumentare della frequenza aumenta lo spostamento massimo del setto, senza una apparente correlazione lineare.

Inoltre sono stati registrati i medesimi spostamenti nel caso 1 e nel caso 2, confermando la trascurabile influenza della struttura ausiliaria.

Collegando l'elemento dissipativo (caso 3), i valori dello spostamento massimo relativo in funzione delle frequenze di oscillazione diminuisce sensibilmente per le frequenze più elevate.

5.4 Confronto con modello numerico

5.4.1 *Descrizione modello numerico*

Si è deciso di riprodurre le analisi compiute in laboratorio con il programma di calcolo agli elementi finiti Midas/Gen 2014.

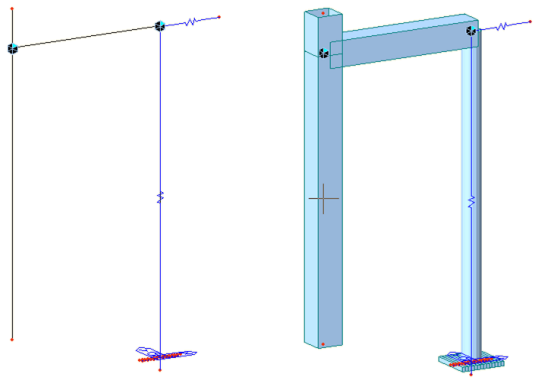

Figura 26 -Vista Wireframe e 3D setto sperimentale in Midas\GEN 2014.

Le grandezze relative al modello sperimentale sono state fedelmente riproposte così come le diverse tipologie di materiali. Le masse applicate alla struttura sono state schematizzate come in precedenza. La compressione data al tubo in alluminio è stata realizzata nel programma numerico tramite una molla "*general link-elastic trilinear*" alla quale è stato imposto un primo tratto elastico di rigidezza cento volte superiore alla rigidezza del secondo tratto pari a 120 kNm^{-1}, un valore di transizione tra i due tratti elastici di 0,330 kN e un valore di plasticizzazione pari a 0,405 kN. La dissipazione del sistema, è stata schematizzata come una molla a comportamento "*elastic bilinear*" agente in direzione orizzontale con valore di plasticizzazione pari al valore registrato dal dinamometro. In Figura 26 sono riportate la vista Wireframe e la vista 3D del modello in Midas. Al modello numerico è stata applicata una accelerazione in grado di riprodurre alla base gli stessi spostamenti del banco di prova.

5.4.2 *Confronto risultati*

È di seguito presentato (per brevità di spazio) il caso della frequenza f_2=2,3 Hz e della massa applicata ***M2***=3,2 kg per un confronto dei risultati generati dal modello agli elementi finiti e dalla prova sperimentale in termini di spostamento relativo in funzione del tempo. L'andamento dello spostamento della prova sperimentale è completamente sovrapponibile sia dal punto di vista qualitativo così come da quello quantitativo; infatti, anche se nella prova sperimentale i valori minimi di ogni ciclo sono maggiori rispetto a quelli della prova sperimentale, le escursioni massime raggiunte in valore assoluto sono identiche.

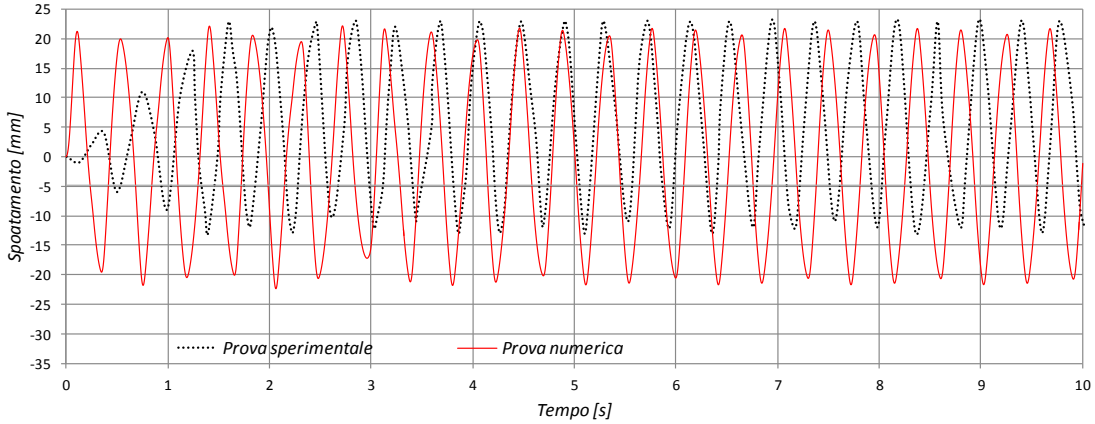

Figura 27 - Spostamento relativo in funzione del tempo - Simulazione numerica e prova sperimentale

Il programma di calcolo Midas\Gen dunque coglie bene la risposta sperimentale se si esclude la fase iniziale del transitorio causata dall'avvio del motore elettrico, inevitabile al modello sperimentale.

Capitolo 6: Conclusioni

Nel presente lavoro è stato studiato il comportamento dinamico di un edificio dotato di setti rocking con dissipazione alla base. Mentre i tradizionali setti in C.A. possono danneggiarsi gravemente a causa della plasticizzazione della base, i setti rocking dotati di cavi non aderenti non presentano questo inconveniente in quanto la loro base può ruotare sollevandosi parzialmente. Questi setti, avendo capacità ricentrante, non presentano deformazioni residue dopo il terremoto. Nella prima parte del lavoro di tesi sono state eseguite analisi dinamiche non lineari su un modello numerico che rappresenta un setto rocking di un edificio di quattro piani in cemento armato ed è stato effettuato uno studio parametrico al fine di ricavare indicazioni sul loro comportamento. Nella seconda parte del lavoro è stato affrontato lo studio sperimentale su un modello di ridotte dimensioni al fine di validare il modello numerico. Il modello di setto rocking dotato di dispositivi di dissipazione è stato provato su una tavola vibrante sollecitata da azioni di tipo armonico.

Dai risultati delle analisi numeriche si può concludere che:

- Nei casi dei terremoti analizzati il drift è risultato contenuto entro valori accettabili (sempre minori del 2,5%) per lo stato limite ultimo. Si nota che il drift è il parametro di controllo più importante nella progettazione dei setti rocking; a differenza dei tradizionali setti in C.A. che possono essere soggetti ai tipici fenomeni di risonanza con azioni che possono essere amplificate notevolmente, la sollecitazione massima nei setti rocking è quella che attiva il ribaltamento.
- Dai risultati dell'analisi parametrica si evince che i parametri che hanno una maggiore influenza sulla risposta dinamica del setto, e quindi sul controllo del drift, sono:
  - La massa sismica ***M*** di competenza in riferimento all'edificio ;
  - La forza di precompressione nei cavi ***Fp***;
  - L'altezza del setto ***H***;
  - L'entità della dissipazione **β**;
  - La larghezza della base del setto ***B***;

  Sono risultati invece trascurabili i parametri che riguardano lo spessore **t** del setto e la massa statica ***Q*** di ogni piano di competenza del singolo setto.
- A differenza dei tradizionali sistemi sismo - resistenti con setti in C.A., soggetti a fenomeni significativi di amplificazione delle sollecitazioni quando il periodo proprio si avvicina a quello del terremoto, il periodo di oscillazione dei setti rocking varia nel tempo in quanto è legato all'ampiezza dell'oscillazione e pertanto non manifesta fenomeni di risonanza tipici dei sistemi elastici.
- Nelle analisi effettuate non è stato possibile ricavare una correlazione fra le caratteristiche del terremoto (frequenza, ampiezza di accelerazione) e la risposta dinamica del setto.

Dai risultati della prova sperimentale si può concludere che:

- Sono state effettuate diverse prove sull'oscillatore rocking, variando l'entità delle masse e la frequenza della sollecitazione armonica. In tutti i casi il modello numerico coglie bene la risposta sperimentale se si esclude la fase iniziale del transitorio inevitabile al modello sperimentale.
- Per le frequenze più elevate è stato registrato un comportamento con tendenza all'effetto isolatore; con frequenze più basse invece l'aumento della massa ha portato ad un incremento della instabilità del sistema, cioè un aumento del drift. L'effetto dell'aumento della stabilità dato dalle masse sismiche è stato rilevato anche nello studio parametrico per il terremoto de L'Aquila rispetto a quanto ottenuto nelle simulazioni con i terremoti del Friuli e dell'Irpinia. Non è possibile dunque determinare l'effetto della variazione delle masse sismiche senza considerare congiuntamente lo spostamento del piano di appoggio (o del terreno) e la sua frequenza.

Come si è potuto notare sia dalle analisi numeriche sia dalla prova sperimentale, la variazione di ciascun parametro che governa il rocking non ha sempre lo stesso effetto sul comportamento del sistema.

Bibliografia

[1] Eurocode 8, (2004). *"Design of structures for earthquake resistance",* EN 1998-1:2004.

[2] NTC 2008. "Norme *Tecniche per le Costruzioni"* D.M. 14 Gennaio 2008.

[3] P. Riva, A. Meda, E. Giuriani, (2003). "*Cyclic behaviour of a full scale RC structural wall"*, Engineering Structures 25 (2003), 835-845

[4] Housner G.W. (1963), *"The behaviour of inverted pendulum structures during earthquake"*, Bull. Seismol. Soc Am., 53(2), 403-417

[5] M. Lancini e D. Rivetti, Tesi di Laurea: *"Comportamento sperimentale di parete in c.a. soggetta ad azioni cicliche",* Brescia: s.n., 2000/2001

[6] Aslam M., Goddon W.G. and Scalise D.T. (1980). *"Earthquake rocking response of rigid bodies"*, Journal of Structural Division, ASCE, 106(2), 377-392.

[7] Y.C.Kurama (1999). *"Performance Based Seismic Design of non-emulative precast concrete walls with friction dampers"*. Sapporo : s.n., 1999. Vol. Tec. Rep.

[8] M.N.J. Priestley, S. Sritharan, J.R. Conley, S. Pampanin, (1999). *"Preliminary Results and Conclusions from the Press Five-Story Precast Concrete Test Building"*. s.l. : PCI Journal, 1999. Vol. 44, 42-67

[9] T. Holden, J. Restrepo, J.B. Mander, (2003). *"Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls"*. s.l. : ASCE, 2003. 129-3.

[10] J.J. Ajrab, G. Pekcan, J.B. Mander, (2004). "*Rocking wall-frame structures with supplemental tendon systems*". s.l.: Journal of Structural Engineering, ASCE, 2004. Vol. 130, p.895-903.

[11] Y.C. Kurama, Q.Shen (2004). *"Posttensioned Hybrid Coupled Walls under Lateral Loads".* s.l. : Journal of Structural Engineering, 2004. Vol. 130, No. 2, 297-309.

[12] J. Restrepo, A. Rahaman, (2007). *"Seismic performance of Self-Centring Structural walls Incorporating Energy dissipators"*. s.l. : Juornal of structural engineering, 2007. Vol. 133, 11. ISSN O733-9445/2007/11-1560-1570.

[13] Holden, T. J., Restrepo, J. I. and Mander, J. B. (2001). *"A comparison of the seismic performance of precast wall construction: Emulation and hybrid approaches". Research Rep. 2001-4,* Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[14] A. Belleri, M. Torquati, P. Riva, (2013). *"Finite element modeling of "Rocking walls"".* COMPDYN 2013, 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece, 12-14 June 2013.

[15] M. Preti, P. Riva, E. Giuriani, 2007. *"Indagine Sperimentale sulla Duttilità dei Setti di Controvento in Scala Reale sottoposti a Carichi Ciclici"*, Proceding of the XII Convegno L'ingegneria sismica in Italia, June 2007, Pisa, Italy, 47, pp.163. (in Italian)

[16] M. Preti , A. Marini, G. Metelli, E. Giuriani, (2009). *"Full Scale Experimental Investigation on a Prestressed Rocking Structural Wall with Unbonded Steel Dowels as Shear Keys"*, Proceedings of the XIII conference ANIDIS 2009, Bologna.

[17] D. Finazzi. Tesi di Laurea: "*Indagine sperimentale su un setto di controvento in scala reale con armatura non aderente* (Verifica dell'efficacia degli spinotti contro lo scorrimento a taglio)", Brescia : s.n., 2008/2009

[18] S. Raccagni, Tesi di Laurea: "Comportamento dinamico di strutture soggette a fenomeni di dondolio",Brescia : s.n., 2014/2015.

[19] V. Bolis, Tesi di Laurea: *"Studio del comportamento dinamico di un sistema rocking dissipativo",* Brescia : s.n., 2010/2011