



Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile ed Edile/Architettura
Graduate School in Civil and Architectural Engineering

XXVIII ciclo - XIV nuova serie

Impiego di smorzatori sismici nella protezione dei beni architettonici

Tesi di Dottorato

Babak Jafarzad Eslami

Relatore
Prof. Andrea Del Grosso

Controrelatore
Prof. Armando Gobetti

Aprile 2016

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile ed Edile/Architettura

Graduate School in Civil and Architectural Engineering

XXVIII Ciclo/Cycle (XIV Nuova Serie/New Series)

Settore: <i>Field:</i>	Ingegneria <i>Engineering</i>
Sede Amministrativa non consortile: <i>Administrative location:</i>	Università degli Studi di Pavia <i>University of Pavia</i>
Durata: <i>Duration:</i>	3 anni <i>3 years</i>
Periodo formativo estero: <i>Period in foreign organizations:</i>	come previsto dal regolamento del dottorato di ricerca <i>as required by the School rules</i>
Numero minimo di corsi: <i>Minimum number of courses:</i>	6 corsi <i>6 courses</i>

Recapiti



DICAr

Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura
Università degli Studi di Pavia

Via Ferrata 3 - 27100 Pavia - Italy

Tel. 0382/985450-51

Fax 0382/528422

Coordinatore/ Coordinator

CASCIATI Fabio-Professore Ordinario (ICAR/08)

Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura

Via Ferrata 3 - 27100 Pavia - Italia

Tel. 0382/985787

E-mail: fabio.casciati@unipv.it

Collegio dei docenti/*Scientific Board*

BERIZZI Carlo	Ricercatore (ICAR/14)
BUGATTI Angelo	Professore Ordinario (ICAR/14)
CASCIATI Fabio	Professore Ordinario (ICAR/08)
CENTOFANTI Mario	Professore Ordinario (ICAR/17)
CIAPONI Carlo	Professore Ordinario (ICAR/02)
DE LOTTO Roberto	Professore Associato (ICAR/20)
DEL GROSSO Andrea Enrico	Professore Ordinario (ICAR/09)
FARAVELLI Lucia	Professore Ordinario (ICAR/08)
GALETTO Riccardo	Professore in quiescenza (ICAR/06)
GALLATI Mario	Professore Ordinario (ICAR/01)
GOBETTI Armando	Professore Associato (ICAR/08)
GRECO Alessandro	Professore Associato (ICAR/10)
MARCELLINI Alberto	Dirigente CNR Milano
MOISELLO Ugo	Professore Ordinario (ICAR/02)
MORANDOTTI Marco	Professore Associato (ICAR/10)
PAPIRI Sergio	Professore Associato (ICAR/02)
ROTONDI Sergio	Professore Ordinario (ICAR/14)
SALA Roberto	Professore in quiescenza (ING-IND/08)
STEVAN Cesare	Professore in quiescenza (ICAR/14)

Organizzazione del corso

Il dottorato di ricerca in *Ingegneria Civile ed Edile/Architettura* presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Pavia è stato istituito nell'anno accademico 2010/11 (XXVI ciclo; XII ciclo Nuova Serie).

L'obiettivo formativo peculiare del dottorato è addestrare giovani laureati allo svolgimento di attività di ricerca e viene perseguito nell'ambito dei settori disciplinari di Ingegneria Civile ed Architettura (ICAR), senza tralasciare alcune interdisciplinarietà, in via di consolidamento, con discipline strumentali o complementari. Il corso consente al dottorando di scegliere tra sei distinti curricula: compositivo, idraulico, sanitario, sismico, strutturale e tecnologico.

In particolare, le tematiche di ricerca sono quelle che caratterizzano i raggruppamenti disciplinari ICAR/01, ICAR/02, ICAR/03, ICAR/06, ICAR/08, ICAR/09, ICAR/10, ICAR/14, ICAR/18, ICAR/20, tutte di pertinenza

dell'ingegneria civile e architettura. A questi si aggiungono ING-IND/11 (fisica tecnica ambientale) e ING-IND/08 (macchine a fluido).

L'attività di ricerca si svolge soprattutto presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura (DICAr) dell'Università degli Studi di Pavia.

Durante i primi due anni sono previsti almeno sei corsi, seguiti da prove finali che il dottorando è tenuto a sostenere.

Il Collegio dei Docenti organizza i corsi con lo scopo di fornire allo studente di dottorato opportunità di approfondimento su alcune delle discipline di base per i settori componenti, ingegneria idraulica, strutturale ed edile/architettura. Corsi e seminari vengono tenuti da docenti di università nazionali ed estere.

Alla fine di ogni anno i dottorandi devono presentare una relazione sull'attività svolta. Al termine del primo anno viene richiesta una presentazione orale, al contrario al termine del secondo anno il dottorando è tenuto a scrivere una tesina su un argomento pertinente alla propria ricerca di dottorato.

Sulla base di tali relazioni il Collegio dei Docenti, previa valutazione dell'assiduità e dell'operosità dimostrata dall'iscritto, può proporre al Rettore l'esclusione del candidato dal corso o non approvarne il passaggio all'anno successivo.

Il dottorando può svolgere attività di ricerca di tipo teorico, numerico e sperimentale, grazie ai laboratori di cui il Dipartimento dispone.

Course Organization

The Graduate School in Civil and Architectural Engineering at the School of Engineering of the University of Pavia, was established in the academic year 2010/2011 (XXVI cycle, XII new series cycle). Its peculiar educational aim is to train young graduates to conduct research activities and it is pursued by the disciplinary fields of Civil Engineering and Architecture (ICAR), without omitting some interdisciplinary, which are consolidating, with supporting or complementary disciplines. The course allows the PhD student to choose between six different curricula: composition, hydraulic, sanitary, seismic, structural and technological.

The research themes are chosen from the disciplinary areas ICAR/01, ICAR/02, ICAR/03, ICAR/06, ICAR/08, ICAR/09, ICAR/10, ICAR/14, ICAR/18, ICAR/20 belonging to civil engineering and architecture. In addition, there are ING-IND/11 (environmental technical physics) and ING-IND/08 (fluid machines).

The research activity takes place mainly at the Department of Civil Engineering and Architecture (DICAr) of the University of Pavia. During the first two years, at least 6 courses are required, followed by final examination that the PhD student has to take. The Teaching Staff organizes courses with the aim of providing the PhD student the opportunity to deepen some basic disciplines in the components fields, such as hydraulic engineering, structural, and building engineering and architecture. Courses and seminars are held by professor of national and foreign universities.

At the end of each year, the PhD students have to present an activity report. At the end of the first year, an oral presentation is requested, at the end of the second year the PhD student is required to write a term paper about a topic connected to the doctoral research. On the basis of these reports, the Teaching Staff, after the evaluation of the demonstrated regularity and hard work of the PhD student, may propose to the Rector the exclusion of the candidate from the course or not to approve to the next year. The PhD student can carry out research activities both theoretical and experimental, thanks to the laboratories owned by the Department.

Elenco delle tesi/ *Theses List*

1. Valentina Giacometti (XXVI Ciclo, XII Ciclo Nuova Serie), Cultura dell'accessibilità e Accessibilità della Cultura: uno strumento di valutazione per l'edilizia universitaria storica, relatore: Prof. A. Greco, ottobre 2013.
2. Enrico Murari (XXVI Ciclo, XII Ciclo Nuova Serie), Adattamento dei sistemi idropotabili a scenari di carenza idrica, relatore: Prof. C. Ciaponi, ottobre 2013.
3. Emanuele Zamperini (XXVI Ciclo, XII Ciclo Nuova Serie), Evoluzione tecnologica e tipologica delle coperture lignee in Italia nel periodo 1800-1950, relatore: Prof. M. Morandotti, ottobre 2013.
4. Cecilia Morelli di Popolo (XXVI Ciclo, XII Ciclo Nuova Serie), La città flessibile. Le dimensioni della flessibilità nella città contemporanea e futura, relatore: Prof. R. De Lotto, aprile 2014.
5. Umut Yildirim (XXVI Ciclo, XII Ciclo Nuova Serie), System identification towards diagnosis to prognosis, relatore: Prof. F. Casciati, aprile 2014.
6. Daniele Bortoluzzi (XXVII Ciclo, XIII Ciclo Nuova Serie), Control systems for the mitigation of footbridge vibrations, relatore: Prof. L. Faravelli, ottobre 2014.
7. Federico Castagnola (XXVII Ciclo, XIII Ciclo Nuova Serie), Applicazione di una tecnologia MBR termofila funzionante in condizioni aerate/non aerate per la minimizzazione di fanghi di depurazione civili ed industriali, relatore: Prof. M.C. Collivignarelli, ottobre 2014.
8. Valentina Cinieri (XXVII Ciclo, XIII Ciclo Nuova Serie), Patrimonio edificato diffuso. Un approccio sostenibile alla conservazione e alla gestione, relatori: Proff. M. Morandotti, D. Besana, ottobre 2014.
9. Kan Liu (XXVII Ciclo, XIII Ciclo Nuova Serie), Cultural transfer and architecture. Foreign architectural practice in Shanghai after 1949, relatore: Prof. Z. Shiling, ottobre 2014.
10. Edoardo Gino Macchi (XXVII Ciclo, XIII Ciclo Nuova Serie), Experimental and numerical studies on RF ablation: advances on physical understanding and efficiency, relatore: Prof. M. Gallati, ottobre 20

11. Daniele Molognoni (XXVII Ciclo, XIII Ciclo Nuova Serie), Microbial Fuel Cells Application to Wastewater Treatment: laboratory experience and controlling strategies, relatore: Prof. A. Capodaglio, ottobre 2014.
12. Marco Sordi (XXVII Ciclo, XIII Ciclo Nuova Serie), Applicazione di un sistema MBR termofilo aerobico per il trattamento di rifiuti liquidi ad elevata concentrazione di COD, tensioattivi, solventi e cloruri, relatore: Prof. M.C. Collivignarelli, ottobre 2014.
13. Andrea Fenocchi (XXVII Ciclo, XIII Ciclo Nuova Serie), Circulation dynamics in a shallow fluvial lake - The case of the Superior Lake of Mantua, relatore: Prof. S. Sibilla, giugno 2015.
14. Nawal Benabdelkader (XXVII Ciclo, XIII Ciclo Nuova Serie), The restoration and enhancement. The historical site of Mansourah - Tlemcen, relatore: Prof. M. Morandotti, ottobre 2015.
15. Giovanni Anselmo (XXVIII Ciclo, XIV Ciclo Nuova Serie), Effetti idrologici e idraulici dell'urbanizzazione e possibili interventi di mitigazione, relatore: Prof. S. Papiri, ottobre 2015
16. Lorenzo Elia (XXVIII Ciclo, XIV Ciclo Nuova Serie), Metaheuristic optimization tools for structural monitoring and control, relatore: Prof. L. Faravelli, ottobre 2015.
17. Emanuele Giorgi (XXVIII Ciclo, XIV Ciclo Nuova Serie), Man and environment: looking for contemporaneity, relatore: Prof. Z. Shiling, ottobre 2015.
18. Elena Romano (XXVIII Ciclo, XIV Ciclo Nuova Serie), Riqualificazione delle residenze universitarie: uno strumento per il miglioramento prestazionale, relatore: Prof. A. Greco, ottobre 2015.
19. Babak Jafarzad Eslami (XXVIII Ciclo, XIV Ciclo Nuova Serie), Impiego di smorzatori sismici nella protezione dei beni architettonici, relatore: Prof. E.A. Del Grosso, aprile 2016.

RINGRAZIAMENTI:

Questo lavoro rappresenta la conclusione del corso di Dottorato di Ricerca in 'Ingegneria delle Strutture' che ho svolto, presso il Dip. di Ingegneria Civile ed Edile/Architettura dell'Università di Pavia, dal novembre 2012 all'ottobre 2015.

È mio desiderio ringraziare, innanzitutto, il prof. Andrea Del Grosso, che mi ha sempre fiduciosamente seguito, supervisionato ed indirizzato, ed a cui devo la gran parte della mia formazione alla ricerca scientifica. ed il prof. F. Casciati, coordinatore e 'motore' del corso di Dottorato.

All'Universidad de Catalunya, in particolare al professor José Rodellar, grazie per la cordialità e la partecipazione.

Infine, vorrei ringraziare prima di tutto i miei genitori, mio padre e mia madre, che con i loro sacrifici mi hanno permesso di raggiungere questo importante traguardo.

Pavia, aprile 2016

Indice:

Sommario.....	XIV
----------------------	------------

Capitolo 1: Stato dell'arte del controllo strutturale

1.1 Introduzione.....	1
1.2 Effetti dinamici sulle strutture.....	1
1.3 Tecniche di controllo delle vibrazioni strutturali.....	5
1.3.1 Tecniche costruttive "antisismiche" storiche.....	6
1.4 Progettazione sismica Tradizionale e Innovativa.....	9
1.4.1 Strategie convenzionali.....	10
1.4.2 Strategie innovative.....	11
1.5 Tipologie dei sistemi controllo della vibrazione.....	12
1.6 Principi base dei dispositivi di controllo strutturale.....	13
1.7 Classificazione dispositivi strutturali antisismici.....	16
1.7.1 Dispositivi per controllo passivo.....	16
1.7.1-1 Isolatori.....	17
1.7.1-2 Smorzatori.....	34
1.7.2 Dispositivi per il controllo attivo.....	46
1.7.3 Dispositivi per il controllo semi attivo.....	51
1.7.3-1 Dispositivi a rigidezza variabile (AVS).....	51
1.7.3-2 Smorzatori a "fluidi controllabili"	53
1.8 Algoritmo e metodologie di controllo (semi-attivo).....	54

1.9 Vantaggi e svantaggi tra i sistemi dei controlli vibrazione.....	57
--	----

Capitolo2: Sistemi e materiali intelligenti

2.1 Introduzione	58
2.2 Fluidi Magnetoreologici.....	58
2.2.1 Proprietà reologiche.....	59
2.2.2 Tipologie di scorrimento del fluido.....	62
2.3 Dispositivi Magnetoreologici.....	63
2.3.1 Primi applicazioni.....	63
2.3.2 Realizzazioni per l'ingegneria civile.....	65
2.3.3 Meccanismo di funzionamento.....	67
2.3.4 Modelli reologici dispositivi MR.....	68
2.3.5 Strategia e algoritmo di controllo	73
2.4 Dispositivi elastomeri magnetoreologici (MRE).....	76
2.4.1 Materiale MRE.....	76
2.4.2 Smart base isolation system.....	79
2.4.3 Modello isteresi per Isolatore.....	80

Capitolo 3: Modellazione numerica delle risposte sismiche di pannelli murari

3.1 Introduzione.....	82
3.2 Aspetti generali della muratura.....	83
3.2.1 Meccanismi di collasso locali e globali.....	84
3.2.2 Pannelli murari sollecitati nel proprio piano.....	85
3.2.3 Relazione tra Snellezza modalità di collasso delle pareti.....	87

3.3 Modellazione numerica degli edifici in muratura.....	90
3.3.1 Sintesi storica delle strategie di modellazione.....	90
3.3.2 La scala di modellazione.....	92
3.3.3 legami costitutivi (la relazione tensioni-deformazioni)	94
3.3.4 Programmi di calcolo numerico di elementi finiti.....	95
3.4 Descrizione dei modelli numerici.....	97
3.4.1 Materiale e tessitura dei pannelli.....	97
3.4.2 Creazione del modello strutturale in ABAQUS.....	99
3.4.3 Risultati dell'analisi dinamica del pannello snello.....	115
3.4.4 Risultati dell'analisi dinamica del pannello tozzo.....	116
3.5 La risposta sismica del pannello tozzo.....	123
3.5.1 Evento sismico di BAM.....	123
3.5.2 Metodologie e tecniche di elaborazione di dati di simica.....	125
3.5.3 Risultati dell'analisi Time History del muro non-isolato	137

Capitolo 4: Isolamento sismico del campione di pannello

4.1 Introduzione.....	142
4.2 strategia di intervento.....	142
4.2.1 Normativa di riferimento	143
4.2.2 Parametri sismici del sito.....	143
4.2.3 Dimensionamento degli isolatori.....	144
4.3 Criteri di modellazione degli isolatori sismici in ABAQUS	152

4.3.1 Procedura di modellazione degli isolatori HDRB.....	154
4-3-2 Inserimento degli isolatori sismici nel modello.....	160
4.4 Risultati dell'analisi Time History del muro isolato.....	162
4.4.1 Caratterizzazione del danno nel pannello isolato.....	162
4.4.2 Confronto dei risultati tra sistema a base fissa e sistema a base isolata	
Conclusioni.....	166
Bibliografia.....	168

Sommario

L'obiettivo di questa tesi è stato quello di verificare il buon funzionamento dei dispositivi di controllo passivo sotto carichi sismici nella protezione dei beni architettonici, di valutare la deformazione delle pareti murarie sotto il carico dinamico, nonché la loro risposta strutturale con e senza isolatori in gomma.

La tesi è organizzata in quattro diversi capitoli:

Nel primo capitolo è esposta la parte teorica, riguardante effetto dinamico sulle strutture, e un breve stato dell'arte sul controllo strutturale. Si sono illustrate le diverse tecniche, oggi esistenti, per la protezione strutturale di edifici civili distinguendo il controllo passivo, attivo, semi-attivo e ibrido dedicando particolare attenzione al sistema di controllo passivo, in cui s'impiega il dispositivo elastomerico, e anche sul sistema semi-attivo, in cui il dispositivo impiegato è quello a fluido magnetoreologico.

Il secondo capitolo è dedicato alla descrizione di due tipologie innovative dei dispositivi anti-sismici con capacità di adattamento delle caratteristiche meccaniche: smorzatori magnetoreologici e isolatori MRE. Inizialmente si è esposto da quali elementi è composto il dispositivo Magnetoreologico (MR) e quale tipologia di fluido è utilizzata, illustrandone le principali caratteristiche ed in particolare gli aspetti che lo distinguono rispetto agli altri dissipatori. In seguito sono state illustrate le applicazioni che si realizzano nel settore dell'ingegneria civile. E alla fine sono stati mostrati diversi algoritmi di controllo ed i loro modelli matematici.

Nel **terzo capitolo**, per la valutazione della capacità sismica delle strutture in muratura, è stata eseguita l'analisi parametrica in "Time History" di un pannello murario modellato ad elementi finiti con il codice ABAQUS, di caratteristiche rappresentative delle condizioni effettive di sollecitazione di maschi in muratura. Il segnale sismico utilizzato nelle analisi è stato derivato dalla registrazione della componente di accelerazione orizzontale del terremoto avvenuto a Bam nel 2003.

Il quarto capitolo, che racchiude il lavoro principale della tesi, presenta la modellazione numerica di una tecnica di adeguamento sismico a controllo passivo, che prevede l'isolamento alla base della struttura con isolatori elastomerici HDRB.

La tesi si conclude con la parte **finale** in cui sono descritte le conclusioni del lavoro svolto e sono presentate alcune considerazioni conclusive e spunti per il proseguimento dell'attività di ricerca.

Capitolo 1: Stato dell'arte del controllo strutturale

Il territorio Iraniano, e più in generale quello medio oriente, sono caratterizzati dalla presenza di un vasto patrimonio edilizio nei centri storici, formato in gran parte da costruzioni in muratura. (In Iran, dove oltre la metà del patrimonio edilizio storico è realizzato in laterizio,). A causa degli eventi sismici, degli interventi antropici e del naturale invecchiamento, questi manufatti sono soggetti ad elevata vulnerabilità ed è necessario, perciò, adottare soluzioni efficaci ai fini della conservazione e del recupero di questa immensa ricchezza culturale a volte poco considerata.

In risposta a questa esigenza, negli ultimi decenni, ingegneri e ricercatori hanno dedicato notevoli sforzi per la mitigazione della risposta dinamica in questo tipo di strutture. Di particolare interesse si sono rivelati essere i metodi del **controllo strutturale**. Un certo numero di costruzioni, come edifici civili e industriali e ponti, sono stati costruiti o sottoposti ad interventi di adeguamento (o “retrofit”) mediante l’inserimento di dispositivi antisismici, che hanno dimostrato notevole efficacia nella riduzione della risposta sismica.

1-1 Introduzione

In questo capitolo è esposta la parte teorica, riguardante effetto dinamico sulle strutture, e un breve stato dell'arte sul controllo strutturale. Si sono illustrate le diverse tecniche, oggi esistenti, per la protezione strutturale di edifici civili distinguendo il controllo passivo, attivo, semi-attivo e ibrido dedicando particolare attenzione al sistema di controllo passivo, in cui si impiega il dispositivo elastomerico, e anche sul sistema semi-attivo, in cui il dispositivo impiegato è quello a fluido magnetoreologico.

1-2 Effetti dinamici sulle strutture

Le Strutture edilizie sono tradizionalmente progettate per resistere al solo carico statico e solo negli ultimi decenni gli ingegneri hanno cominciato a considerare l'effetto dei carichi dinamici sulle strutture. Questi carichi dinamici, che possono provocare oscillazioni di grande ampiezza e danni della struttura, possono essere generati da varie

cause; tra le più frequenti possiamo distinguere: eventi eccezionali (come ad esempio terremoti e tempeste atmosferiche), traffico veicolare o passaggio dei treni.

Classificazione delle cause di rovina

Non sono infatti solo gli eventi catastrofici a causare la rovina delle strutture, ma anche l'accumulo del danno nel tempo, dovuto alla persistenza di vari fattori di intensità anche modesta quali le vibrazioni del traffico, il vento, i carichi termici, i movimenti del terreno: essi, causando il degrado della resistenza del materiale, mettono a rischio l'integrità strutturale nel lungo periodo.

Eventi sismici

Tra le molteplici azioni che sollecitano un sistema strutturale durante la sua vita, i terremoti rappresentano senza dubbio gli eventi più pericolosi e devastanti per numero di vittime e danni arrecati.

Distribuzione dei terremoti nel mondo

Sono stati classificate tre grandi zone della terra in cui il pericolo sismico è maggiore:

1-Il maggior numero di sismi si verifica in una fascia disposta lungo i bordi dell'Oceano Pacifico, detta **cintura di fuoco** (Fire belt), corrispondente anche alla distribuzione dei vulcani. L'ipocentro va da superficiale a profondo, come prevede la teoria della Tettonica delle Placche.

2-La seconda fascia corrisponde alle **catene montuose** (Alpide belt) si estende da Java a Sumatra attraverso la catena dell'Himalaya e dal Mar Mediterraneo fino all'Atlantico. L'ipocentro ha una profondità intermedia.

3-Infine, la terza fascia corrisponde alle **dorsali oceaniche** (Mid-Atlantic Ridge), È una catena montuosa sottomarina che va dal Polo Sud all'Antartide per una lunghezza totale di 10.000 km, dove gli epicentri sono superficiali.

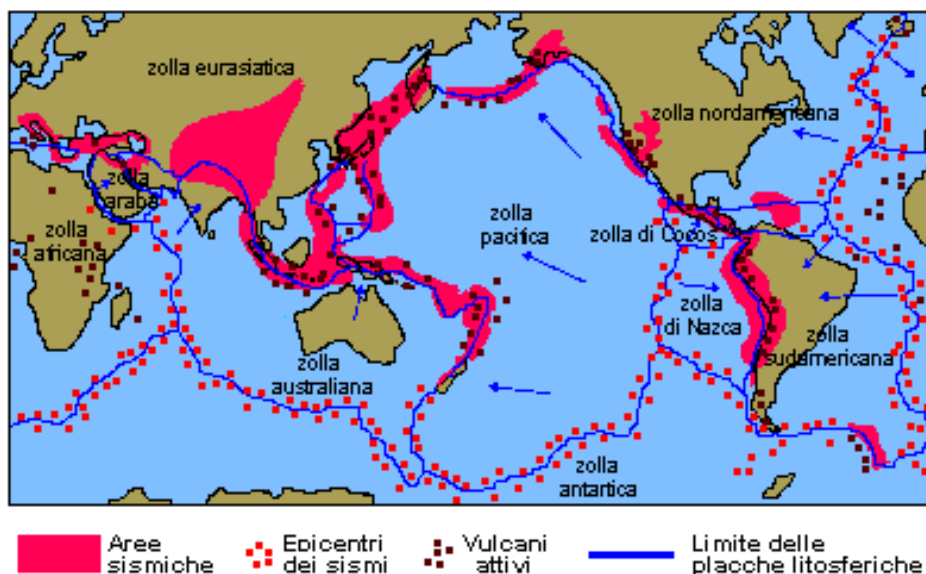


Figura 1-1: La mappa di distribuzione dei terremoti nel mondo

L'elevata sismicità della penisola Iraniana è legata alla sua posizione geografica, tra zolla africana e quella euroasiatica (figura 1,1) che la sottopongono costantemente a forti spinte compressive e quindi ad eventi sismici di diversa intensità. Ad esempio, le faglie nel nord-ovest dell'Iran, molto attive negli ultimi cento anni, hanno provocato la morte di oltre 50000 persone e la distruzione di molti edifici tradizionali e storici.

La tabella seguente riporta l'elenco dei terremoti che hanno provocato più di 40000 vittime:

N	ANNO	LUOGO	MAGNITUDINE	N. VITTIME
1	856	Damghan, Iran	-	200.000
2	893	Ardabil, Iran	-	150.000
3	1138	Aleppo, Siria	-	230.000
4	1268	Cilicia, Asia Minore	-	60.000
5	1290	Chihli, Cina	-	100.000
6	1556	Shanxi, Cina	~8	830.000

7	1667	Samaxi, Caucasia	-	80.000
8	1693	Catania, Italia	-	60.000
9	1727	Tabriz, Iran	-	77.000
10	1755	Lisbona, Portogallo	8,7	70.000
11	1783	Calabria, Italia	-	50.000
12	1976	Tangshan, Cina	7,5	255.000
13	1927	Qinghai, Cina	7,9	200.000
14	1908	Messina, Italia	7,2	70.000- 100.000
15	1920	Gansu, Cina	8,6	200.000
16	1923	Tokyo e Yokohama, Giappone	7,9	143.000
17	1932	Gansu, Cina	7,6	70.000
18	1935	Quetta, Pakistan	7,5	30.000- 60.000
19	1948	Ašgabat, Turkmenistan	7,3	110.000
20	1970	Perù settentrionale	7,9	66.000
21	1990	Manjil,Iran	7,7	50.000
22	2003	Bam,Iran	6,6	40,000
23	2004	Oceano Indiano, al largo di Sumatra, Indonesia	9	275.950

Tabella 1-1: Elenco dei terremoti e delle fatalità (United States Geological Survey)

Nell'immagine seguente, sono evidenziate alcune città che si sono insediate in zone ad alta intensità sismica e che hanno in seguito sviluppato una popolazione consistente. Tra queste vi è citata anche Teheran (capitale Iran).

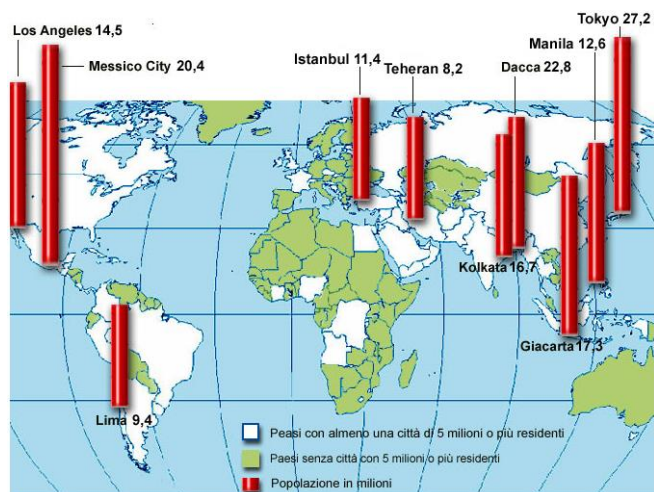


Figura 1-2 Popolazione dei maggiori paesi ad alto rischio sismico (tratta dall'articolo del Sole24Ore)

Altre cause dei carichi dinamici

Come già detto, non sono tuttavia solo gli eventi catastrofici a causare la rovina delle strutture in muratura, mettendo a rischio la nostra eredità architettonica, ma anche l'accumulo del danno nel tempo dovuto a vari fattori quali le vibrazioni del traffico, il vento, i carichi termici, i movimenti del terreno: causando il degrado della resistenza del materiale.

L'azione del vento ha assunto un'importanza sempre maggiore con l'affermarsi di edifici sempre più alti, con strutture sempre più snelle e deformabili.

Le vibrazioni indotte dal traffico veicolare su gomma o su ferro, possono essere causa di danni architettonici o addirittura strutturali per edifici storici nei centri urbani. Anche nel caso specifico delle torri campanile una causa di sollecitazioni di tipo dinamico può essere il moto delle campane che in alcuni casi può produrre forze orizzontali periodiche contenenti frequenze vicino alle frequenze fondamentali del campanile, imprimendo alla struttura notevoli accelerazioni.

1-3 Tecniche di controllo delle vibrazioni strutturali

Un evento sismico genera, nella struttura, delle forze di inerzia pari al prodotto delle sue masse per le accelerazioni associate alle vibrazioni indotte dal movimento del terreno,

così facendo venir meno la sicurezza degli occupanti e potendo indurre danni nella struttura, così da renderla inutilizzabile o provocarne il crollo.

Per questo motivi è particolarmente sentita l'esigenza di sviluppare dispositivi di controllo delle vibrazioni, idonei sia all'impiego in interventi di nuova costruzione sia nel recupero e riabilitazione del patrimonio costruito esistente, civile e storico-monumentale.

Storicamente è una delle più grandi sfide per i ricercatori quella di raggiungere un livello di progettazione che possa essere garanzia di sicurezza per gli occupanti in caso di disastri naturali; quali i terremoti. Molti sforzi sono stati fatti anche in passato per trovare le migliori soluzioni capaci di resistere a eventi catastrofici.

1-3-1 Tecniche costruttive “antisismiche” storiche

In questo senso può venire in aiuto la storia delle costruzioni, attraverso l'analisi di soluzioni semplici ma che hanno saputo resistere al banco di prova del tempo. Nel mondo antico i nostri antenati avevano concepito e messo in pratica tutta una serie di accorgimenti per contrastare gli effetti dannosi delle sollecitazioni dinamiche sulle strutture. (Spesso indipendentemente l'una dall'altra sulla base dell'esperienza diretta sul campo nella fase post-sismica).

Costruzione su strati di pietre in blocchi (*Construction on Multi-layer Cut Stones*)

Della nascita di una tecnica costruttiva antisismica si possono trovare esempi sensibili in alcuni dei monumenti della capitale dell'antica Persia, che risalgono ad almeno 2500 anni fa e sono arrivati senza danni sismici fino ad oggi.

La tomba di Ciro il Grande a Pasargadae, la più antica struttura isolata alla base nel mondo, (Persia, VI secolo a.C.). In tale sistema, è stata realizzata una fondazione in pietra *ampia e profonda con superficie ben lisciata con malta* su cui è stata posta una seconda fondazione costituita da pietra *liscia in modo che le due fondazioni possano scorrere l'una sull'altra*.



Figura 1-3: Tomba a Pasargadae

Costruzione su strati sabbia

Costruttori greci avevano ideato un rimedio contro le sollecitazioni sismiche, in qualche modo precursore della moderna tecnica dell'isolamento alla base.

I greci in alcuni antichi templi avevano interposto tra il terreno e le fondazioni del tempio degli strati di materiale idoneo a far "scivolare" la costruzione rispetto al terreno in caso di terremoto.

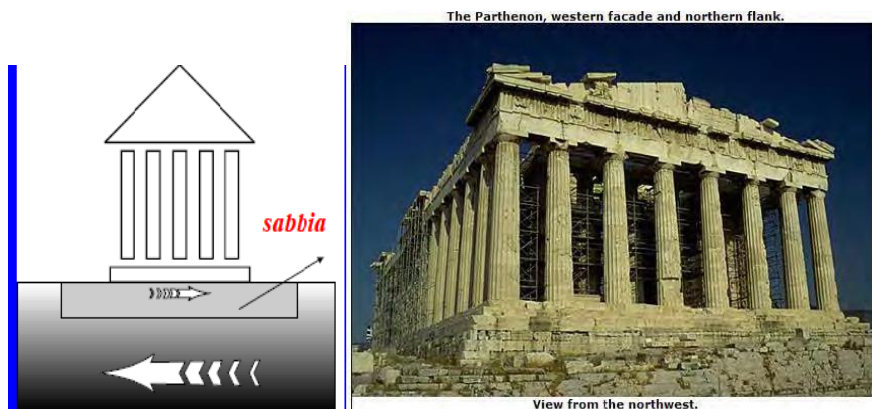


Figura 1-4: Costruzione su strati sabbia

L'installazione di elementi in legno tra il terreno e la Fondazione

La tecnica costruttiva tradizionale nella parte nord dell'attuale Iran, dal 4.000 a.C., mostra una buona pratica di costruzioni antisismiche.

Molti edifici tradizionali sono stati progettati e costruiti in un modo che permette loro di spostarsi rispetto al terreno mediante opportuni dispositivi. In tale metodo, la fondazione è costruita su strati di legno che possono scorrere l'uno sull'altro, dissipando l'energia cinetica trasmessa dal sisma alla struttura. E quindi questo sistema tradizionale è più flessibile, leggero e stabile sotto sollecitazione ciclica.

Nel 1990, il Manjil venne colpito da un terremoto di intensità 7.3 ° Richter, causando la morte di 50.000 persone. Rilievi di campo testimoniarono le buone prestazioni fornite da tali edifici tradizionali. La spiegazione dell'efficacia antisismica della tecnica è stata discussa da Naderzadeh e Keypour (2007).



Figura1-5: Edificio residenziale in Masooleh (Nord Iran)

Questi edifici residenziali e monumentali hanno in comune il principio dell'isolamento sismico. Si tratta di un approccio profondamente diverso dal tradizionale concetto di protezione antisismica che è basata sull'aumento della capacità di risposta sismica.

All'inizio dell'epoca moderna

Nel XX secolo, a tanti anni di distanza dagli esempi riportati, si è sviluppata ed affermata l'ingegneria antisismica come scienza complessa, connotata da un forte carattere interdisciplinare.

Nella corrente pratica dell'ingegneria strutturale, per la progettazione di strutture soggette a severe eccitazioni ambientali, il concetto di sicurezza è applicato più alla salvaguardia della vita umana che alla struttura stessa. Pertanto, per essere efficaci, le strategie progettuali di difesa devono essere organizzate tenendo in debito conto la natura del fenomeno distruttivo.

1-4 Progettazione sismica Tradizionale e Innovativa

La progettazione antisismica delle strutture è, come per le altre condizioni di carico (gravità, vento, etc.), basata sul soddisfacimento della disequazione:

$$\text{CAPACITA'} \geq \text{DOMANDA}$$

Domanda = Moto del terreno

Capacità = la caratteristica di resistenza e deformabilità in campo non lineare della struttura

In tale contesto, esistono due criteri per la progettazione di costruzioni in zone ad alto rischio sismico:

1-strategie convenzionali (strength based design)

2-strategie innovative (performance based design)

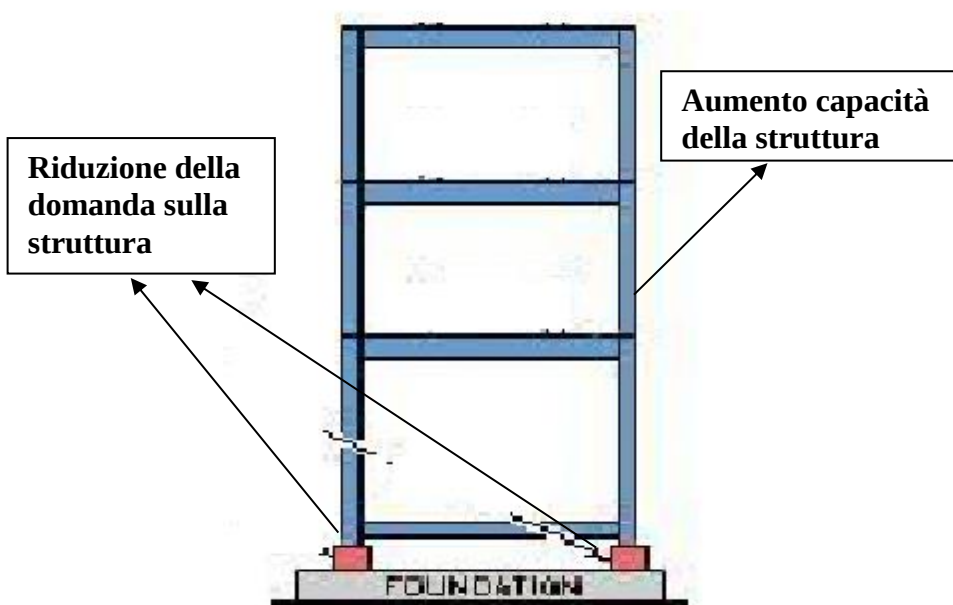


Figura1-6: metodologie di progettazione

1-4-1 Strategie convenzionali (capacity design)

La prima filosofia di progettazione **basata sull'aumento della capacità di risposta sismica**, quindi, alla scelta fra due possibili alternative: aumentare la resistenza (sopportando costi di realizzazione più elevati ed accettando maggiori accelerazioni) e aumentare la duttilità.



Figura1-7: Strategia Convenzionale,

L'ingegneria sismica tradizionale è basata sulla **gerarchia delle resistenze (capacity design)** e fa affidamento perciò sul concetto di duttilità (locale e globale) per garantire che la struttura non crolli, anche se gravemente danneggiata, per i terremoti di forti intensità (la struttura rimane più vulnerabile a possibili eventi successivi).

Tuttavia alcune strutture progettate secondo questi criteri non hanno avuto un comportamento soddisfacente alle azioni sismiche. Un esempio è il parcheggio California State University che il 17 gennaio 1994 ha subito il collasso a causa del terremoto di Northridge.



Figura 1-8: Collasso del parcheggio California State University a causa del terremoto di Northridge

1-4-2 Strategie innovative (Performance based design)

La filosofia alternativa è basata sul **ridurre la domanda sismica** e non fa più affidamento sulla deformazione inelastica come mezzo di protezione dai sismi ma tende a ridurre l'entrata in campo plastico della struttura, fino ad eliminarla, così da preservare l'utilizzabilità del manufatto, oltre a garantire la salvaguardia delle vite umane, e quindi considera l'esigenza di rendere minimo il danneggiamento della struttura.

Questi nuovi obiettivi sono perseguiti non solo affidandosi alle prestazioni dei materiali costruttivi ma anche mediante il valido ausilio della tecnologia dei dispositivi di controllo strutturale. (Concetto formalizzato per la prima volta da Yao (1972), applicando le teorie dei controlli automatici all'ingegneria civile.)

Tecniche innovative d'intervento (controllo della vibrazione)

Nel corso dell'ultimo decennio, nel mondo si è sviluppata sempre più la filosofia del "controllo" degli effetti generati da eventi sismici attraverso un "metodo non convenzionale", detto controllo delle vibrazioni.

La tecnologia del controllo strutturale prevede l'impiego di sistemi capaci di modificare la risposta della struttura soggetta all'azione di sollecitazioni dinamiche, così riducendone le vibrazioni e rispondendo alle suddette richieste di sicurezza e utilizzabilità del manufatto, senza la necessità di ricorrere a deformazioni plastiche.

1-5 Tipologie dei sistemi controllo della vibrazione

Tra tali metodi innovativi di controllo si possono distinguere, principalmente, tre approcci distinti: passivo, attivo e semi attivo; a questi se ne aggiunge un quarto che è quello ibrido. (Proposte da Symans e Constantinou)

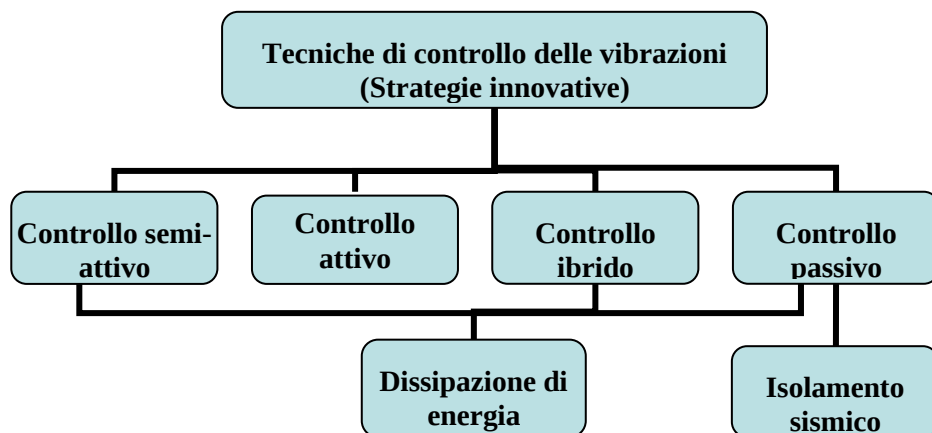


Figura1-9: Schema sistemi di protezione sismica delle strutture

1-5-1 Sistemi passivi (CP):

Il Controllo passivo è un sistema che sfrutta il moto della struttura per sviluppare forze di controllo di reazione (che non possono più essere modificate dopo l'installazione). Per operare non richiedono una sorgente di energia esterna e utilizzano il moto della struttura per produrre un movimento relativo tra le differenti parti del dispositivo, così da sviluppare le forze di controllo, che saranno una funzione dipendente dal solo moto della struttura.

Nei sistemi passivi, speciali dispositivi, opportunamente collocati nella struttura, modificano favorevolmente le caratteristiche di rigidità e/o capacità dissipative della struttura, ottenendo una risposta dinamica più favorevole alle azioni del sisma.

Infatti questi dispositivi interagiscono passivamente con la struttura, mantenendo per tutta la vita della costruzione, un comportamento costante.

1-5-2 Sistemi Attivi (Sistemi intelligenti):

Sono i sistemi che per operare richiedono una grossa sorgente di potenza esterna (una delle maggiori difficoltà alla loro diffusione in questo campo, soprattutto per il problema dell'alimentazione durante gli eventi più severi), così da far funzionare attuatori esterni (elettroidraulici o elettromeccanici), che esercitano le forze di controllo sulla struttura.

I sistemi di controllo attivo sono progettati per monitorare lo stato della struttura nel tempo, elaborarne le informazioni e applicare un insieme di forze interne in modo da regolare più favorevolmente la risposta dinamica della struttura.

1-5-3 Sistemi Semi-attivi (Sistema Intermedio):

I sistemi di controllo semi-attivi differiscono dai sistemi attivi perché necessitano di un apporto di potenza esterna relativamente piccolo, ad esempio l'alimentazione fornita da una batteria (le potenze richieste per funzionare sono dell'ordine di qualche decina di watts.) senza la necessità di un sistema di monitoraggio globale.

In seguito alla modifica delle prestazioni aggiuntive, il dispositivo interagisce “passivamente” con il resto della struttura. L'apporto di energia è dunque molto limitato in quanto serve solo al sistema di controllo e per l'attuazione di piccole operazioni meccaniche (come l'apertura o la chiusura di valvole). Per i sistemi semi attivi la forza di controllo è generata dal moto della struttura stessa in modo analogo ai sistemi passivi, ma a differenza di essi è funzione delle caratteristiche meccaniche del dispositivo, che possono variare, quindi i sistemi semi-attivi conciliano il vantaggio dei sistemi attivi di essere “flessibili” con l'affidabilità tipica dei sistemi passivi.

1-5-4 Sistemi Ibridi

Infine, il Controllo Ibrido consiste nel combinare, opportunamente, i sistemi finora descritti. In generale, in questi casi agisce un sistema passivo cui si affianca, per migliorarne le prestazioni, uno attivo o semi attivo; le richieste di energia esterna sono ridotte per la presenza del sistema passivo, che inoltre garantisce il necessario livello minimo di affidabilità.

Ad esempio, l'isolamento alla base, combinato con smorzatori semi-attivi, può essere catalogato come un sistema ibrido, anche se, a conferma di un certo grado di arbitrarietà della catalogazione, alcuni autori preferiscono classificare un siffatto dispositivo non come ibrido ma come semi-attivo.

1-6 Principi base dei dispositivi di controllo strutturale

Presentata la problematica del controllo strutturale ed una classificazione dei dispositivi, si vogliono ora illustrare i principi di funzionamento dei sistemi passivi, semi attivi ed attivi, ricorrendo allo schema più semplice possibile ovvero un modello strutturale ad un solo grado di libertà (SDOF).

Equazione del moto e relazione eccitazione-risposta

Si consideri un sistema SDOF costituito da una massa m , da una molla a elasticità lineare e di rigidezza k e da uno smorzatore con coefficiente di smorzamento c . Questo sistema SDOF è sottoposto ad un carico sismico attraverso una accelerazione del terreno data da $\ddot{x}_g$. Il modello eccitato, schematizzato in Figura 1-10, risponde con uno spostamento $x(t)$ rispetto al terreno, che soddisfa l'equazione del moto:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g$$



Figura1-10: Schema della struttura generica eccitata da una sollecitazione sismica

Se ora si considera l'aggiunta di un generico sistema **passivo** di dissipazione d'energia al sistema SDOF, l'equazione del moto diviene:

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

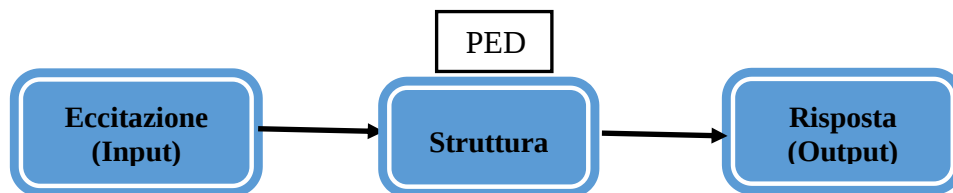


Figura1-11: Schema della struttura con Passive Energy Dissipation (ciclo aperto)

Dove m è la massa del PED (nei casi del controllo strutturale in genere $m \ll \bar{m}$) e, la forza esplicata dal dispositivo, è riportata come Γx , essendo Γ un generico operatore integro-differenziale.

Il termine Γx nella precedente equazione modifica le proprietà strutturali del sistema, con l'obiettivo di ottenere una migliore risposta alle sollecitazioni dinamiche, prodotte dal movimento del suolo; inoltre la specifica forma di Γx dipende dal tipo di dispositivo passivo di dissipazione adottato.

Nel caso di un dispositivo **attivo** la configurazione del sistema, schematizzata in figura, comprende sensori, attuatori ed un elaboratore munito di un algoritmo di controllo, che può essere di tipo feedback e/o feedforward. Si ha un controllo in feedback, quando sono misurate le sole grandezze della risposta strutturale e queste informazioni sono

impiegate per eseguire correzioni sulle forze di controllo applicate, si ha invece un controllo feedforward quando le forze di controllo sono regolate solo in base alla misura della sollecitazione, che nel caso sismico si può rilevare mediante accelerometri disposti alla base della struttura.

L'uso di un sistema attivo porta a scrivere l'equazione della dinamica per un sistema SDOF nella seguente forma:

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

Dove $u(t)$ è la forza di controllo applicata

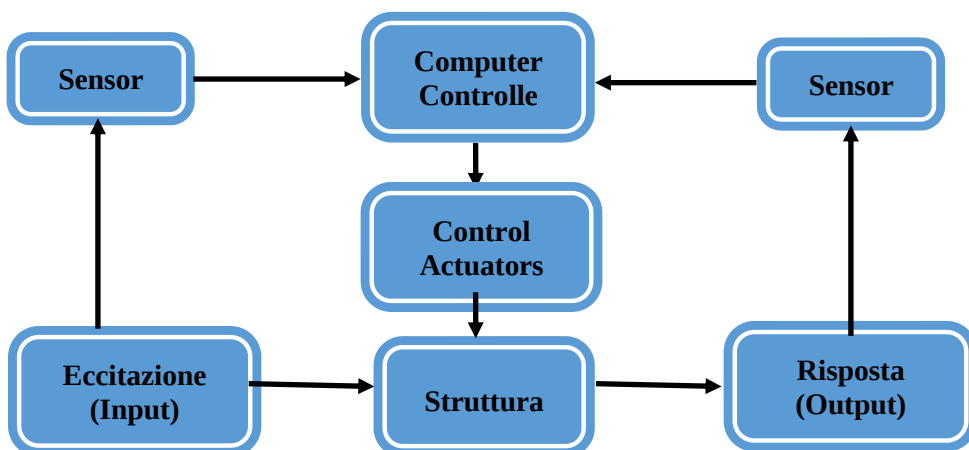


Figura1-12: Schema della struttura con Controllo Attivo (ciclo chiuso)

Nel caso di dispositivi **semi-attivi** il controllo può essere ancora di tipo feedback e/o feedforward ma ora l'algoritmo di controllo non comanda più degli attuatori, capaci di esplicitare una forza come nel caso attivo, ma bensì attuatori, capaci di far variare le proprietà meccaniche del dispositivo. In questo caso l'equazione della dinamica si scrive come:

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

L'equazione è uguale a quella dei sistemi passivi, ora però la forma di Γx è governata dalla legge di controllo scelta, per cui può cambiare in funzione della sollecitazione.

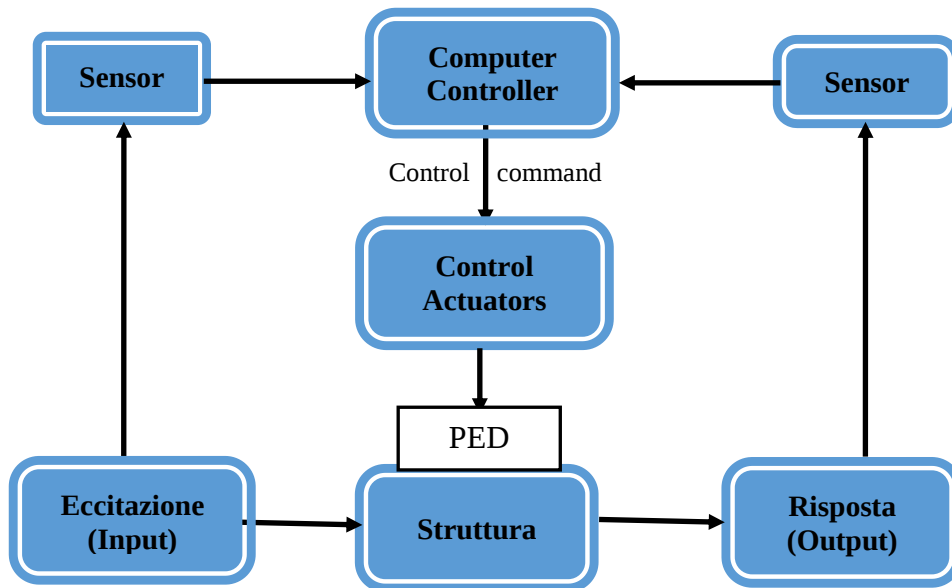


Figura 1-13: Schema della struttura con controllo semi-attivo

1-7 Classificazione dispositivi strutturali antisismici

Nei paragrafi successivi è riportata la classificazione dei dispositivi di controlli: passivo, attivo e semi-attivo.

1-7-1 Dispositivi per controllo passivo

Come già indicato nel il termine passivo attribuito a questi dispositivi, indica che essi riducono la risposta sismica della struttura attraverso un comportamento costante e predeterminato, dunque sono incapaci di correzioni contestuali al verificarsi del terremoto ovvero non sono capaci di adattarsi interattivamente ad esso.

Il controllo strutturale di tipo passivo abbraccia un ampio spettro di materiali e dispositivi. I filoni principali per il controllo passivo sono **l'isolamento** e la **dissipazione**.

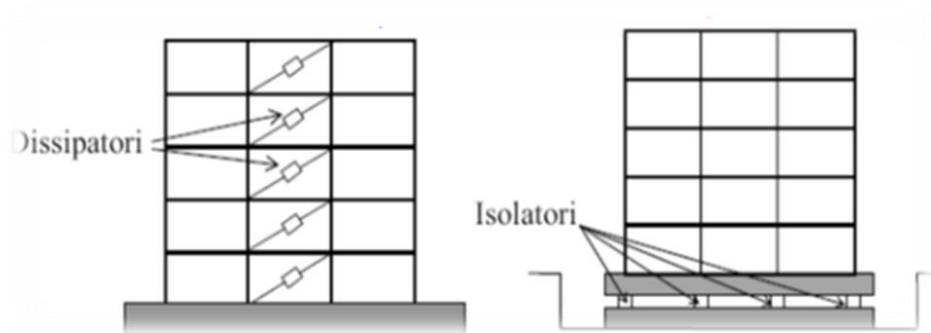


Figura 1-14: Introduzione dei sistemi Dissipatori e Isolatori

1-7-1-1 Dispositivi di isolamento (Isolatori)

Introduzione

Negli ultimi anni numerose soluzioni per la protezione sismica degli edifici sono state sviluppate ed applicate nei sistemi strutturali in muratura.

I sistemi di mitigazione degli effetti del sisma l'isolamento sismico hanno dimostrato di essere di facile applicabilità e di dissipare efficacemente l'energia cinetica trasmessa dal sisma alla struttura, pertanto essi sono stati oggetto di ampi studi e ricerca nel campo dell'ingegneria sismica.

Cenni storici

L'idea che una struttura possa essere protetta dal terremoto, ossia dal moto del terreno, disconnettendola dal terreno stesso, non può ritenersi nuova né applicata solo negli ultimi 40 anni.

Come già accennato in precedenza, si ritrovano concrete prove dell'applicazione del concetto dell'isolamento sismico presso le antiche civiltà, in Grecia, Iran, Italia; in pratica si disponevano in fondazione strati di materiale di vario genere, come carbone, pezzi di legno, sabbia, in modo che si potesse favorire lo scorrimento della struttura rispetto al terreno.

All'inizio dell'epoca moderna

Ad inizio degli anni '30 del secolo scorso, si diffonde l'idea di un possibile miglioramento delle prestazioni sismiche attraverso una maggiore flessibilità del piano terra.

Nel 1929, R. R. Martel propose il cosiddetto "Flexible first story concept" che consisteva nell'introduzione di colonne flessibili al primo piano atte ad allungare il periodo naturale della struttura. L'introduzione di un piano flessibile ha tuttavia, come noto, gravi limitazioni poiché per terremoti di intensità significativa il piano flessibile non è in grado di sviluppare adeguate caratteristiche di resistenza (Figura 1-15).

Successivi sviluppi si ebbero con gli studi di Green (1935) e Jacobsen (1938), che portarono al "**The Soft first Story Method**" che introduceva il concetto di assorbimento dell'energia mediante plasticizzazioni, e parallelamente allo sviluppo di quest'approccio, la flessibilità della gomma naturale è stata anche vista come un'altra soluzione per aumentare la flessibilità del sistema, e nel 1969 si è verificato il primo uso di un sistema dell'isolamento (mediante gomma non armata) per l'adeguamento sismico di una scuola di tre piani a Skopje.

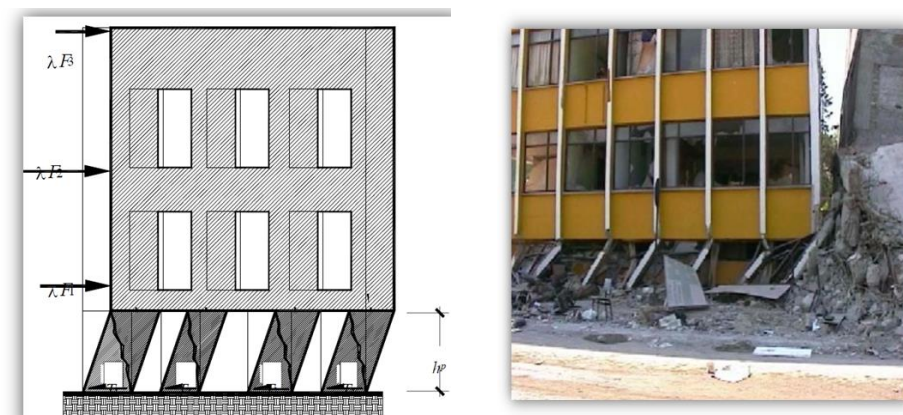


Figura 1-15: Meccanismo del piano debole

Basi teoriche dell'isolamento sismico

Il concetto dell'isolamento sismico è ridurre la domanda sismica invece di aumentare la capacità di resistenza delle strutture, attraverso la separazione del movimento della struttura da quello del terreno in caso di terremoto.

Questo disaccoppiamento si ottiene mediante l'interposizione di dispositivi (passivi) dotati di bassa rigidezza orizzontale (elevata deformabilità) e alte capacità dissipative tra la sovrastruttura e la fondazione, in grado di fornire alla struttura una frequenza fondamentale molto più bassa sia della frequenza della struttura non isolata che delle frequenze principali del suolo, e di incrementare lo smorzamento complessivo della struttura.

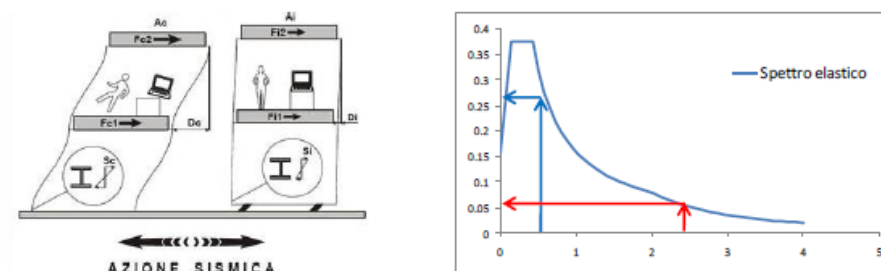


Figura1-16: Confronto tra Sistema a base fissa(BS) e a base isolata (BI)

Come si vede nella figura 1-16 una struttura isolata attraverso dispositivi di vincolo implica l'aumento del periodo proprio del sistema strutturale per allontanarlo dalla zona dello spettro di risposta con maggiore accelerazione e quindi diminuendo l'entità dell'energia sismica trasmessa all'edificio.

In pratica l'isolatore funziona come un filtro per l'azione sismica, lasciando passare solo armoniche con frequenze più lente e con contenuto energetico inferiore.

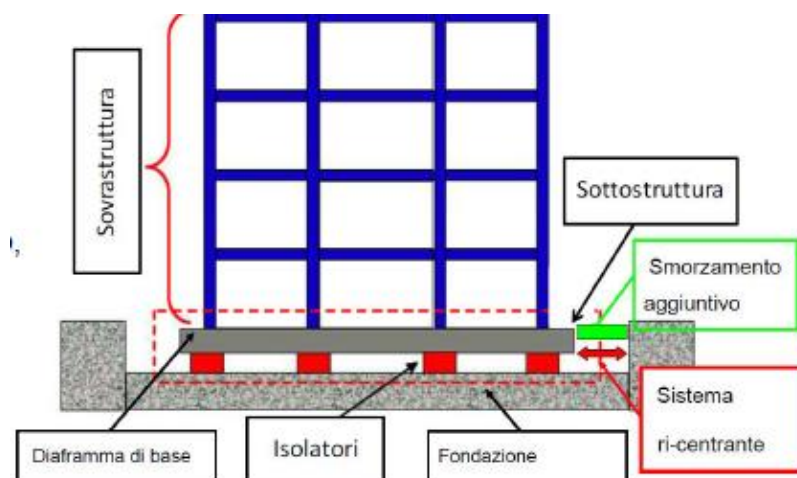


Figura1-17: Elementi del sistema isolato

Aspetti applicativi

Come già indicato nel paragrafo precedente, gli isolatori si fondano sull'idea di modificare (aumentandolo) il periodo fondamentale della struttura, per questo motivo l'isolamento sismico è usualmente applicato negli Edifici con altezze basso-medie (con periodo fondamentale basso); infatti, l'applicazione di questo sistema non è più efficace negli edifici alti e leggeri su suoli soffici (con T elevato). Pertanto il periodo dell'isolamento delle strutture si è spostato gradualmente di 2-3 secondi.

Tipologia d'isolatori

Una classificazione dei sistemi dell'isolamento può farsi sulla base del metodo utilizzato per conseguire la limitata rigidità per carichi orizzontali, necessaria a garantire il disaccoppiamento sopra illustrato. Gli isolatori maggiormente utilizzati sono classificabili secondo due grandi categorie:

-Isolatori elastomerici

-Isolatori a scorrimento, (Friction Pendulum– FP)

Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione. Solitamente sono a pianta circolare, ma possono essere realizzati anche con sezione quadrata o rettangolare. Sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale, elevata rigidità verticale ed opportuna capacità dissipativa.

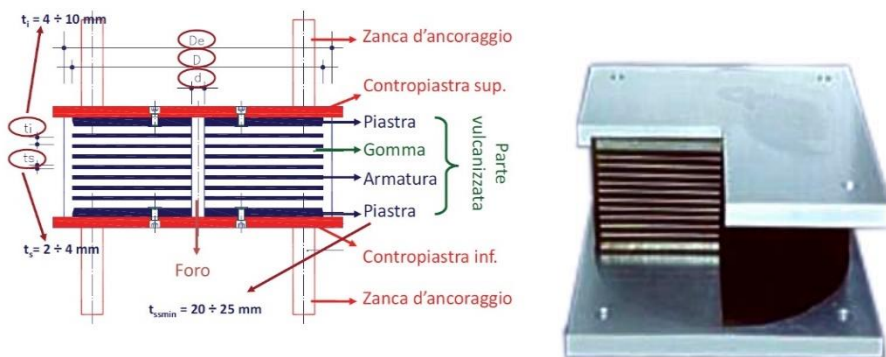


Figura 1-18: Configurazione di un isolatore elastomerico

Materiali impiegati in isolatori elastomerici

I dispositivi elastomerici sono costituiti da due materiali: la gomma e le piastre di acciaio: la gomma si presenta come materiale quasi incompressibile a comportamento meccanico notevolmente deformabile e reversibile (Iper-elastico). Le piastre di acciaio sono introdotte per ridurre lo schiacciamento della gomma ed aumentare quindi la rigidità verticale.

Il materiale elastomero (gomma)

La gomma (elastomero) è un materiale caratterizzato dalla possibilità di essere allungato notevolmente e poter poi tornare rapidamente alla lunghezza iniziale (elasticità). Vi sono attualmente in commercio due tipi di gomme: quelle naturali e quelle sintetiche:

- Le gomme naturali

Secondo la normativa UNI 7703, si ottengono coagulando il lattice ricavato da piante tropicali (in particolare *Hevea brasiliensis*) e raccolte tramite incisione del tronco della pianta. Hanno ottime caratteristiche meccaniche, ma scarsa resistenza agli agenti atmosferici, alla temperatura ed a molti composti chimici.

- Le gomme sintetiche

Vengono prodotte a partire da semplici idrocarburi generando tramite polimerizzazione lattici artificiali successivamente coagulati; sono attualmente disponibili molti elastomeri artificiali, aventi caratteristiche meccaniche e di resistenza chimica assai diversificate. La gomma naturale è il più frequente materiale consigliato poiché le sue caratteristiche meccaniche sono superiori a quelle degli elastomeri sintetici

Caratteristiche chimico-fisiche

Dal punto di vista chimico la gomma naturale è un idrocarburo formato di catene regolari di isoprene (C_5H_8 , n. C_5H_8). Nella gomma naturale queste catene hanno legami deboli e vengono spezzati con facilità da forze esterne. Quindi la vulcanizzazione crea legami aggiuntivi che, in presenza di una forza esterna, fanno assumere alla gomma un comportamento viscoelastico.

Le mescole utilizzate per gli isolatori elastomerici sono realizzate aggiungendo alla gomma naturale, oltre al nerofumo (carbon black), diverse sostanze chimiche. Alcune di queste sostanze sono necessarie per il procedimento di vulcanizzazione (zolfo, ossido di zinco, ecc.); altre sostanze sono utili per la protezione da agenti antiossidanti ed antiozonanti (Lindley, 1974; Treloar, 1975).

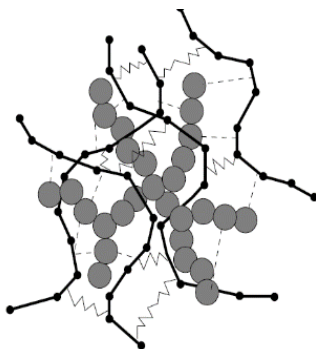


Figura 1-19: Strutture molecolari di carbon black

Per gli isolatori sono disponibili diverse qualità di gomma con diverse moduli di taglio:

		Mescola			
		Normale nd	Morbida (soft)	Normale	Dura (hard)
Durezza	ShoreA3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura(trazione)	MPa	20	20	20	18
Allungamento rottura	%	600	750	600	500
Modulo a taglio	MPa	0.9	0.4	0.8	1.4
Smorzamento viscoso equivalente	%	4	10	10	16

Tabella 1-2: Tipologia di gomma (Tratto dal catalogo ALGAPEND)

Le caratteristiche del comportamento meccanico dei materiali elastomerici

Il comportamento sforzo-deformazione della gomma è molto diverso dalla legge di Hooke (comportamento elastico lineare) in tre aree fondamentali: in primo luogo,

mentre un provino di gomma è sottoposto a cicli di carico scarico, il carico richiesto per produrre la stessa tensione nel secondo ciclo di carico è inferiore al carico che l'ha prodotta inizialmente (con la riduzione della rigidità della gomma). Questo fenomeno di diminuzione del carico è individuato in letteratura come l'effetto Mullins (scragging).

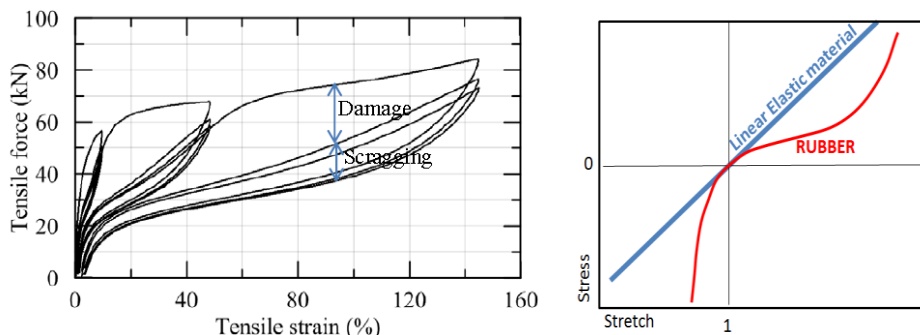


Figura 1-20: Effetto Mullins nei diagrammi sforzo-deformazione(sinistra)- curva stress-stretch tipica di una gomma rispetto all'andamento di un materiale elastico lineare. (destra)

In secondo luogo, una ulteriore caratteristica degli elastomeri è il loro comportamento viscoso, che porta ad un ciclo di isteresi stabile quando ciclato nello stesso intervallo di deformazione. L'ultima differenza tra le leggi dei materiali iper-elastici e la legge di Hooke, è l'enorme differenza tra tensione e compressione dei materiali iper-elastici, mentre Legge di Hooke assume sempre che lo stress sia proporzionale alla deformazione,

Classificazione Isolatori elastomerici

Questo tipo d'isolatori offre un semplice metodo dell'isolamento sismico e sono relativamente di facile realizzazione e può essere costituito da una serie di piatti di acciaio immersi in una matrice di gomma (naturale o sintetica) ad alto smorzamento con o senza nucleo di piombo.

Isolatori in gomma armata ad alto smorzamento (High Damping Rubber Bearing, HDRB)

Gli isolatori HDRB sono comparsi sulla scena dell'isolamento sismico nel 1982. Il più utilizzato per l'adeguamento sismico, è costituito da strati alterni di acciaio e di elastomero (materiali con comportamento iper-elastico) collegati mediante

vulcanizzazione e rappresentano quindi la forma più semplice ed economica d'isolatore sismico.

L'elevato smorzamento, che si ottiene aggiungendo speciali cariche additive alla gomma come il nerofumo (carbon black) e il silicio, raggiunge valori del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 10% o al 15%.

Per semplificare la procedura di progetto, il loro comportamento può essere modellato come un sistema bilineare (forza-deformazione) mediante la rigidità equivalente (K_i), il coefficiente di incrudimento (α) e la resistenza allo snervamento (f_y).

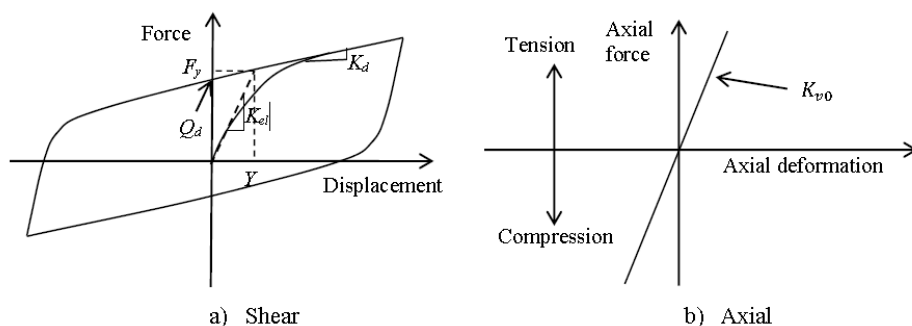


Figura 1-21: Tipico Comportamento dei cuscinetti elastomerici (Warn - Whittaker, 2006)

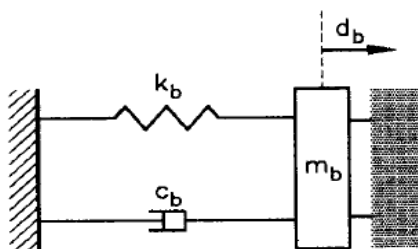


Figura 1-22: Isolatore elastomerico HDRB e il modello dinamico

Comportamento	Fortemente Non Lineare
Smorzamento viscoso equivalente	10 -15%
Modulo a taglio	0,4-1,4 MPa

Tabella 1-3: High Damping Rubber Bearing, HDRB

Isolatori di gomma armata con nucleo di piombo (Lead Rubber Bearing, LRB)

Questi isolatori sono stati ideati ed impiegati per la prima in Nuova Zelanda nel 1975 (da Robinson) e sono simili ai cuscinetti HDRB, ma con un nucleo centrale in piombo con forma cilindrica che collega le piastre terminali.

La dissipazione di energia fornita dal nucleo di piombo (è impiegato piombo puro al 99,9%) mediante la sua plasticizzazione consente di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente fino al circa 30%. Cioè il doppio di quello ottenibile con isolatori elastomerici ad alto smorzamento. Grazie all'elevata capacità dissipativa, si riesce a ridurre lo spostamento orizzontale rispetto a quello di un sistema di isolamento con stessa rigidezza equivalente ma con minore capacità dissipativa.

Il legame costitutivo (forza-spostamento) degli isolatori della serie **LRB** è bilineare.



Figura 1-23: Isolatore elastomerico LRB

Comportamento	Fortemente Non Lineare
Smorzamento viscoso equivalente	30%

Tabella 1-4: Lead Rubber Bearing, LRB

Possono essere utilizzati per realizzare sistemi di isolamento sismico di qualsiasi tipologia strutturale. Sia da soli che accoppiati ad altri isolatori o dissipatori.

B-isolatori a scorrimento, (*Friction Pendulum– FP*)

Il secondo tipo di sistema dell'isolamento è caratterizzato dal sistema di scorrimento (Kawamura et al 1988; Zayas et al 1987).

Il friction-pendulum system (FPS) è un tipo di sistema di scorrimento che utilizza uno speciale materiale interfacciale scorrevole su piastra in acciaio inossidabile, quindi il peso della struttura è supportato da superfici sferiche che scorrono un rispetto all'altra quando il moto del terreno supera un certo livello di soglia. Gli isolatori a scorrimento a superficie curva usano la forza di gravità come forza di ricentraggio; il principio di funzionamento è quello del pendolo. E la dissipazione di energia è fornita dall'attrito della superficie di scorrimento principale. I parametri del legame costitutivo bilineare dipendono dal raggio di curvatura e dal coefficiente di attrito.

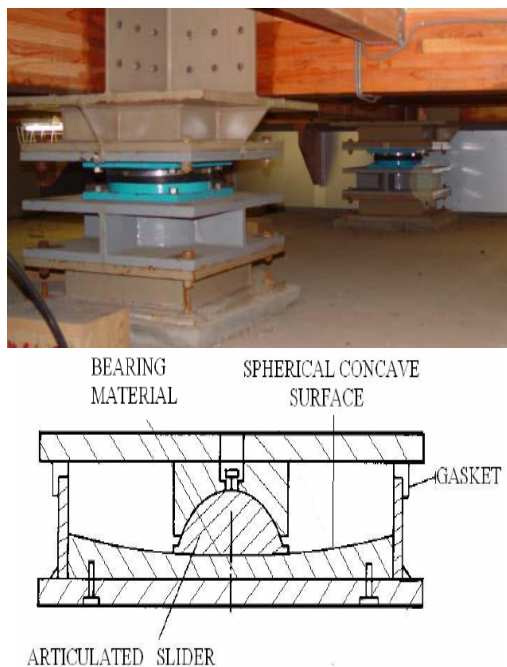


Figura 1-23: la configurazione di un sistema di FPS (Kunde and Jangid 2003)

Comportamento	Rigido plastico
Coefficiente di attrito	1-2%

Tabella 1-5: Friction Pendulum– FP

Sono sempre utilizzati in combinazione con altri dispositivi antisismici (isolatori e/o dissipatori).

Messa in opera dei dispositivi

Gli isolatori sono imbullonati a piastre metalliche esterne che consentono il fissaggio alle strutture adiacenti mediante zanche o bulloni:

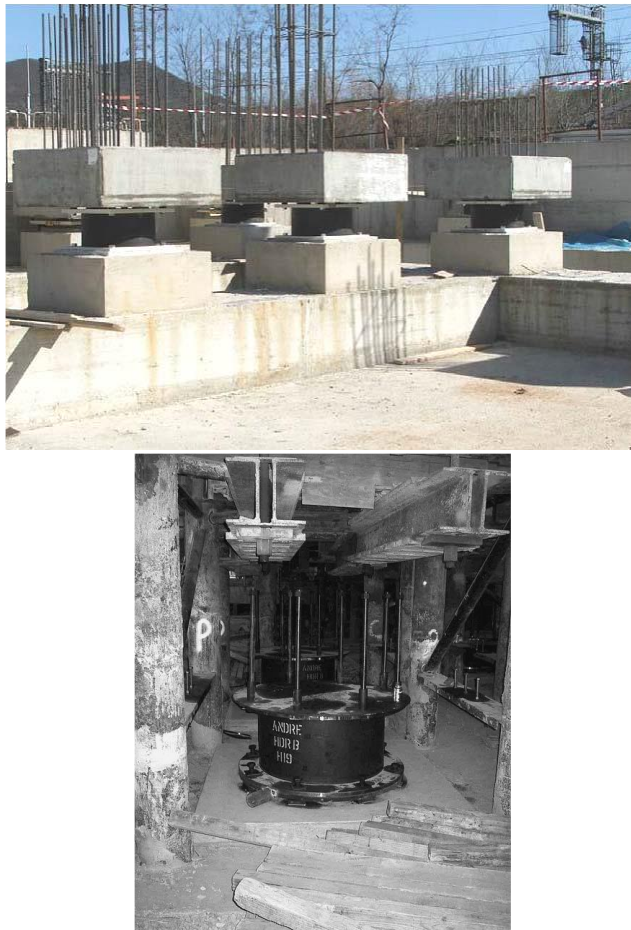


Figura 1-25: Installazione Isolatori elastomeri nella struttura

Posizionamento:

Gli isolatori possono essere posizionati in 3 differenti posizioni:

- ☐ Immediatamente sopra il piano di fondazione;
- ☐ Alla sommità delle colonne di base;
- ☐ Alla sommità delle colonne del primo piano.

Per il sistema dell'isolamento bisogna creare un'intercapedine appena sopra le fondazioni in modo tale da facilitare le operazioni di posa in opera, protezione, manutenzione e sostituzione. Altro aspetto molto importante è la creazione di due piani rigidi, uno appena sotto ed uno sopra il sistema di isolamento per permettere una omogeneità di comportamento.

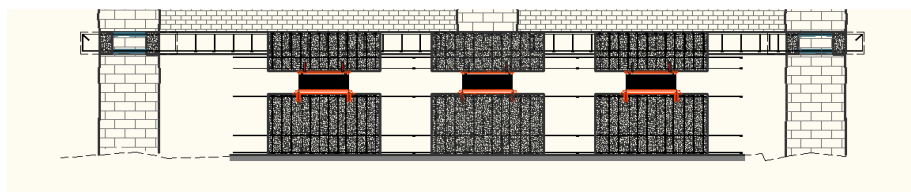


Figura 1-26: Posizione dei dispositivi isolatori

Vantaggi e diffusione dell'isolamento sismico

L'isolamento sismico offre numerosi vantaggi:

1-le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano molto ridotte, la struttura può essere progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali (progettazione in campo elastico).

2- La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido che si muove lentamente sopra un letto di dispositivi deformabili, (spostamenti d'interpiano molto contenuti), si riducono anche i danni agli elementi non strutturali e i danni all'interno degli edifici.

3-dal punto di vista economico, l'eventuale maggior costo (massimo +10%), è compensato dall'annullarsi dei costi di riparazione.

Per questi motivi, un ampio numero di dispositivi passivi di controllo strutturale è stato sviluppato ed installato in strutture civili:

- Edifici la cui funzionalità deve essere garantita immediatamente dopo il terremoto; (centri di protezione civile e dei Vigili del Fuoco, etc.)
- Edifici il cui contenuto ha più valore della struttura stessa;(musei e banche).
- Strutture particolarmente critiche per la sicurezza come impianti nucleari (La Francia è stato il primo paese ad attuare l'isolamento sismico nel 1979), raffinerie.
- Edifici storici, in cui gli interventi con le tecniche tradizionali sarebbero troppo invasivi e/o non sufficienti
- ponti....

Per progetti convenzionali, tipici dell'edilizia residenziale, l'adozione di un sistema dell'isolamento non è economicamente fattibile. Per le stesse ragioni, l'isolamento sismico non è molto diffuso nei paesi in via di sviluppo.

Applicazione moderna dell'isolamento

L'uso dei dispositivi moderni atti a isolare la struttura dal terremoto è nato inizialmente nel campo dell'ingegneria dei ponti.

I dispositivi di isolamento hanno il duplice scopo di fornire dissipazione dell'energia sismica oltre a proteggere il ponte da carichi dinamici cambiando il periodo fondamentale.





Figura 1-27: Applicazione dell'isolarti LRB in ponte di autostrada Sadr a Teheran

Prime applicazioni

La prima applicazione moderna dell'isolamento sismico nel campo degli edifici è quella della scuola Pestalozzi di Skopje in Macedonia per opera di un gruppo d'ingegneri svizzeri. Il sistema impiegato, denominato “Swiss Full Base Isolation 3D (FBI-3D)” consisteva in 54 semplici appoggi in gomma non armata, ottenuti da fogli di gomma larghi 70 cm e spessi 7.



Figura 1-28: Rubber bearings placed between the strip foundation and the building (Scuola Heinrich Pestalozzi di Skopje 1969)

Infatti, fin dagli anni 70 si faceva uso in diversi paesi del mondo di apparecchi di appoggio in neoprene armato con strati di acciaio per ridurre lo schiacciamento della gomma ed aumentare quindi la rigidezza verticale.

Lo sviluppo delle applicazioni dell'isolamento sismico nel mondo

L'isolamento sismico alla base è da qualche tempo uscito dalla fase di sperimentazione iniziata negli anni '80 ed è divenuto un sistema d'impiego corrente per la protezione sismica degli edifici civili nei paesi a elevato rischio sismico per la protezione delle strutture e di quanto contenuto, soprattutto degli esseri umani, da forti terremoti.

Giappone

Un forte impulso all'utilizzo di questa innovativa tecnica o strategia d'ingegneria sismica si è avuto a seguito del violento terremoto di Kobe in Giappone nel 1995. Subito dopo il terremoto, i cittadini e gli specialisti persero ogni fiducia sulla sbandierata capacità di prevedere i terremoti e sulle tecniche di costruzione antisismiche.

Come si vede nella figura 1-29 dopo anno 1995 è avuto un incremento rapidissimo (ora vi sono più di 1700 edifici già isolati) delle costruzioni protette dal sisma mediante il sistema dell'isolamento.

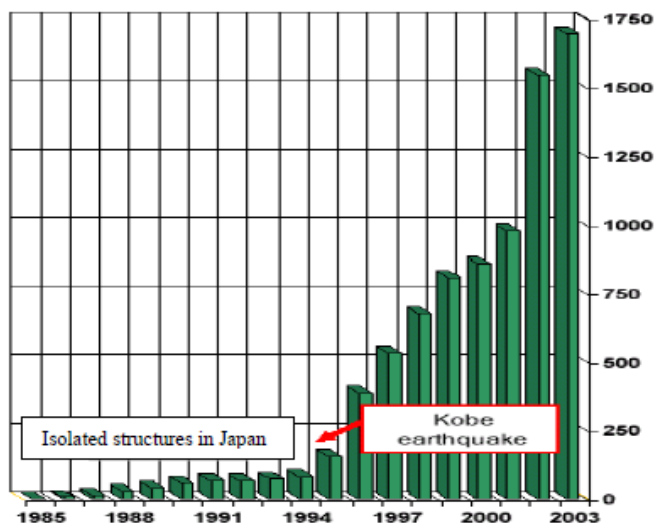


Figura 1-29. Edifici isolati in Giappone-2003 (Tratto dal catalogo JSSI)

Stati Uniti

Negli anni '90 l'isolamento sismico si mette in luce anche nel campo degli interventi di adeguamento, con il notevole vantaggio, rispetto alle tecniche tradizionali, di non dover toccare la struttura esistente. Negli Stati Uniti per la prima volta è stato utilizzato per l'adeguamento sismico di importanti costruzione esistenti di interesse storico: come il retrofit della City Hall di San Francisco. L'ospedale della Southern California è il primo edificio ospedaliero isolato, sopravvissuto senza danni al terremoto di Northridge 1994 (l'accelerazione di picco a livello del suolo è stata registrata a **0,49 g** e le accelerazioni al sopra del sistema isolato erano solo circa **0,10-0,13 g**).



Figura1-30: Adeguamento sismico City Hall di San Francisco (Mediante 530 isolatori)

Iran

In Iran, dopo i primi anni settanta, nell'edificio del Ministero delle Poste e Telecomunicazione di Teheran (15 piani) è stato applicato un sistema di isolamento con isolatori composti da due piastre di teflon collegate mediante gomma non armata.



Figura 1-31: L'edificio delle telecomunicazioni di Tehran (1971)

Ora in Iran esistono pochi edifici con isolatori già completati, ma è iniziata nella città di Parand, vicino a Teheran, una vastissima applicazione, che prevede centinaia di nuovi edifici isolati.



Figura1-32: Edifici residenziali nella Città di Parand con sistema isolamento alla base

Nel campo degli interventi di adeguamento, il retrofit dall'Iran Bastan Museum di Teheran, condotto nell'ambito di una collaborazione in corso fra Iran e Italia prevede una sottofondazione con tre tipologie di isolamento HDRB.

Il tutto si è fermato da alcuni anni in fase progettazione per mancanza di finanziamenti.

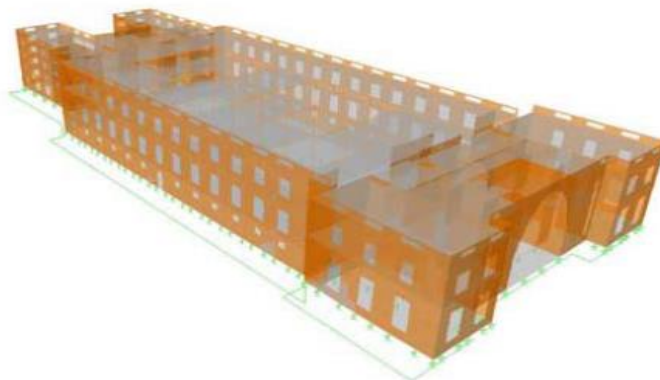


Figura 1-33: Simulazione edificio di Iran Bastan Museum con isolamento alla base

1-7-1-2 Dispositivi passivi di dissipazione (smorzatori)

Tutte le strutture vibranti hanno una propria capacità di dissipare energia. In generale maggiore è la capacità di dissipare energia, minore è l'ampiezza delle vibrazioni cui è soggetto un sistema a parità di eccitazione.

Nelle strutture equipaggiate con sistemi dissipativi quali sono gli smorzatori, l'energia in entrata nella struttura resta immutata, a differenza di quanto avviene nel caso degli isolatori, e viene dissipata sotto forma di calore attraverso diversi meccanismi, in tal modo aumentando le capacità dissipative della struttura.

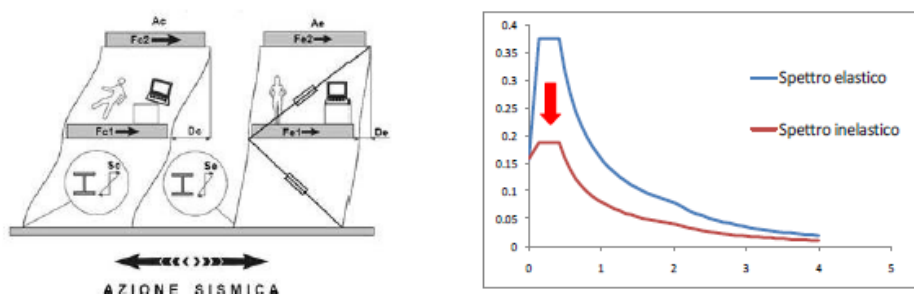


Figura 1-34: influenza degli smorzatori

Come si può osservare in figura 1-34 (sinistra) l'azione frenante operata dagli elementi dissipativi consente di ridurre le deformazioni indotte dal terremoto e quindi il danneggiamento degli elementi strutturali e dei componenti non strutturali.

Tipologie di smorzatori

Gli smorzatori sono sistemi che assorbono / dissipano l'energia che il sisma trasmette alla struttura,

e quindi per la realizzazione questo sistema dissipativo si utilizzano una vasta serie di materiali e dispositivi basati su diversi principi fisici: isteresi meccanica, viscosità e viscoelasticità, attrito.

I principali tipi di smorzatori attraverso i quali è possibile migliorare la dissipazione di energia sono i seguenti.

1- Smorzatori metallici (Metallic Yield dampers)

2- Dissipatori ad attrito (Friction Dampers)

3- Dispositivi in lega a memoria di forma (SMAD)

4. Dissipatori viscoelastici (Visco –Elastic Dampers)

5. Dissipatori viscoelastici fluidi (Viscous-Fluid Dampers)

6- Smorzatori di massa (Tuned Mass Dampers e Liquid Mass Damper)

1. Smorzatori metallici (Metallic Yield dampers)

Uno dei meccanismi disponibili, più efficienti per dissipare l'energia trasmessa ad una struttura da un terremoto, è la deformazione inelastica dei metalli. Molti dei dispositivi che impiegano questo meccanismo, sono costituiti da piatti di acciaio dolce con una forma triangolare oppure a X, così che lo stato di snervamento si raggiunga in modo quasi uniforme nel materiale.

Smorzatore metallico BRB (*Buckling Restrained Brace*)

Il controvento ad instabilità impedita è realizzato con un fusto interno in acciaio ad alto snervamento circondato da un tubo di acciaio. La regione tra il tubo e il fusto è riempita con un materiale simile a calcestruzzo mentre il fusto è protetto dal contatto con tale materiale mediante un rivestimento.

Il nucleo d'acciaio dissipa energia attraverso lo snervamento del materiale per opera dei carichi assiali alternati, mentre il circostante tubo d'acciaio riempito di calcestruzzo garantisce resistenza contro l'instabilità da compressione.

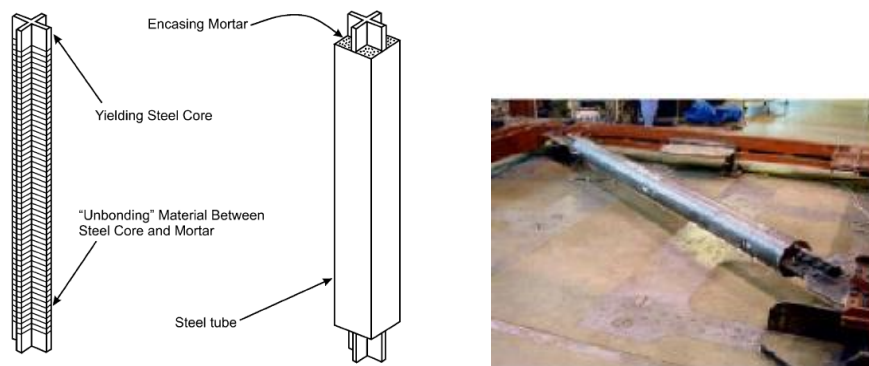


Figura 1-35: Smorzatore BRB



Figura 1-36: Dispositivi BRB installati all'Università di Ancona

Smorzatore metallico ADAS

Un tipico esempio di smorzatore con piatti conformati a X è quello denominato ADAS. È costituito da una serie di piatti in acciaio la cui estremità inferiore è collegata alla sommità del sistema di controvento, e la cui estremità superiore è collegata al solaio, al di sopra del sistema di controvento.



Figura 1-37: Dispositivi Isteretici X-shaped in una struttura



Figura 1-38: l'impiego di una serie di smorzatori metallici a piastra a forma di X

Le applicazioni più recenti hanno riguardato l'impiego di dispositivi ADAS per l'aggiornamento (upgrade) sismico di edifici in Messico e Stati Uniti, potendosi questa tecnologia impiegare con successo anche al patrimonio edilizio esistente.

2- Dissipatori ad attrito (Friction dampers)

I Friction Dampers (smorzatori ad attrito) si basano sul principio della generazione di una forza dissipativa di attrito tra due corpi, che strisciano l'uno rispetto all'altro sotto l'azione di una forza di chiusura normale alla superficie di contatto.

Pall cross-bracing friction dampers: Uno smorzatore rettangolare viene connesso nel punto di mezzo di un sistema di controventatura a croce; lo smorzatore è imbullonato ai controventi. Sotto azione laterale la struttura si distorce in modo che due dei controventi sono tesi e due compressi.

Negli ultimi anni i dispositivi ad attrito sono stati impiegati in una serie di strutture sia nuove sia già esistenti. In particolare gli smorzatori ad attrito di tipo Pall sono stati impiegati in Canada e Stati Uniti.



Figura 1-39: Esempio di applicazione dei Pall friction dampers in Canada

3-Dispositivi in lega a memoria di forma SMAD:

Sono dispositivi assiali di vincolo che sfruttano le proprietà super-elastiche delle leghe a memoria di forma. Materiali a memoria di forma rappresentano una classe di materiali metallici dalle particolari proprietà meccaniche. (NiTi, CuAlNi, CuZnAl).

La loro caratteristica principale è quella di essere in grado di recuperare una forma preimpostata per effetto del semplice cambiamento di temperatura o dello stato di sollecitazione applicato. SMA come nuovi materiali per la protezione sismica delle strutture sono stati utilizzati anche per la riabilitazione di monumenti ed edifici storici. Questi dispositivi possono essere utilizzati in serie con tiranti orizzontali, per evitare il ribaltamento e/o il martellamento di pareti perimetrali.



Figura 1-40: Dispositivi SMAD installati nella Basilica di San Francesco d'Assisi(1999)

4-Dissipatori viscoelastici (Viscoelastic dampers)

I materiali viscoelastici utilizzati nelle applicazioni strutturali sono generalmente polimeri o sostanze a base vetrosa, che dissipano energia attraverso la deformazione di taglio. Il più comune tipo di dissipatore di questo tipo è costituito da strati di materiale viscoelastico compresi tra piatti d'acciaio e inseriti nei sistemi di controvento. Quando un'estremità dello smorzatore si sposta rispetto all'altra, si genera del calore che viene dissipato dal dispositivo. I dissipatori viscoelastici sono stati usati con successo in un certo numero di edifici, come il World Trade Center di New York; il "Columbia Sea" è primo edificio di Seattle che impiega tali dispositivi.

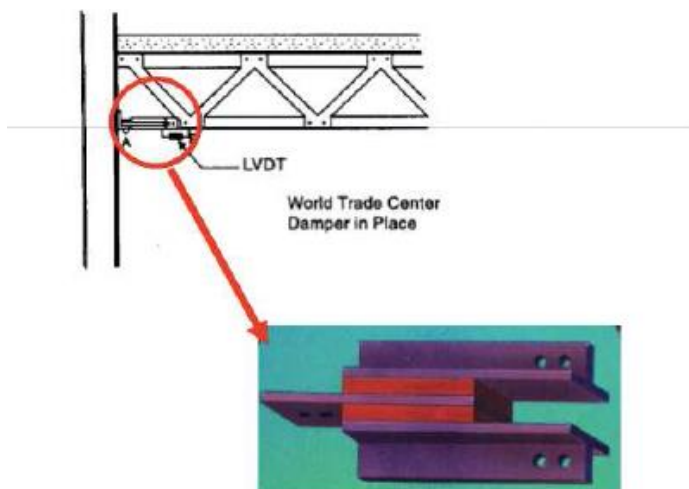


Figura 1-41: Applicazione un dissipatore VE, in struttura (Tratto dal Rai et al. 2009)

4-Smorzatori viscoelastici fluidi (Viscous fluid dampers)

Gli smorzatori viscosi, sono stati impiegati da molti anni nell'industria aerospaziale e nel settore militare e sono utilizzati solo da alcuni anni per il controllo strutturale nel settore dell'ingegneria civile.

Uno smorzatore viscoso è in genere costituito da un pistone, che scorre in un cilindro, riempito da silicone o da un altro tipo di olio. Il pistone prevede una serie di piccoli fori attraverso cui il fluido deve transitare per passare da un lato all'altro del pistone, così da dissipare energia.



Figura 1-42: Viscous fluid damper

Questi dispositivi sono stati incorporati in un ampio numero di strutture civili ed essi, in molte di queste applicazioni, sono usati in combinazione con l'isolamento sismico.

Per esempio nel 2005 questo dispositivi è stato realizzato per l'adeguamento sismico dell'AZADI hotel, un edificio di 26 piani costruito nel 1975 e situato a Teheran.



Figura1-43: Applicazione smorzatori viscosi nell'AZADI hotel a Teheran



Figura 1-44: Duomo di Siena: Dissipatori viscosi ricentranti per evitare il ribaltamento della facciata

5- Sistemi Tuned Mass Dampers e Liquid Mass Dampers (LMD)

I *Tuned Mass Dampers* sono un altro esempio di controllo passivo e si basano sul posizionare un sistema massa-molla-smorzatore collocato generalmente in cima ad un edificio per contrastare il moto del suolo.

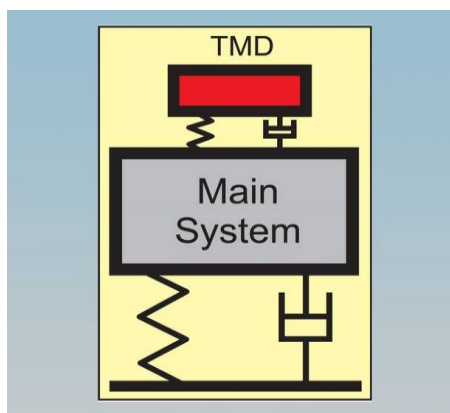


Figura 1-45: Schema di un dispositivo TMD applicato ad un edificio

Il dispositivo TMD trasmette una forza d'inerzia alla struttura dell'edificio per ridurne il moto vibrazionale; la sua efficacia dipende dalle caratteristiche dinamiche del dispositivo. Il problema di questo sistema risiede nel fatto che sono efficienti solo per un modo di vibrare, quello dominante, ovviamente, e inoltre richiedono molto spazio.

Per ovviare al problema dell'efficienza per un solo modo sono stati ideati i sistemi a **MTMD** (*Multiple Tuned Mass Dampers*) ma dopo una serie di studi e sperimentazioni

non si è arrivati ancora a una conclusione certa sulla maggiore efficienza di questi ultimi rispetto ai sistemi a massa singola.

Tipicamente questi dampers sono montati nei grattacieli, o in altre strutture soggette ad oscillazioni, e sono costituiti da enormi blocchi di calcestruzzo sospesi per mezzo di molle, liquidi o pendoli.

Le prime applicazioni dei Tuned Mass Dampers sono state rivolte ad attenuare le vibrazioni indotte dal vento, causa di mancanza di confort per gli utenti del manufatto, con conseguente pregiudizio della sua piena utilizzabilità.

Poi, però, sono stati condotti studi numerici e sperimentali per valutare l'efficacia di questi dispositivi nella riduzione della risposta sismica.

Esempi di grattacieli e strutture con i tuned mass dampers

Infatti, sono molteplici i grattacieli che sono stati affidati a questo tipo di controllo strutturale per limitarne le vibrazioni, come ad esempio John Hancock Building di Boston, la Sydney Tower in Australia, la Taipei 101 Tower in Taiwan, il Milad Tower in Iran, ...

1-Taipex 101

È il terzo grattacielo più alto del mondo, in cui il sistema di controllo Tuned Mass Damper (il più grande tuned mass damper del mondo.) ha risposto in maniera ottimale non facendo riportare alcun danno alla struttura.

L'isola di Taiwan è una delle zone più a rischio di terremoti del mondo, e ogni anno è spazzata da tifoni tropicali con venti che soffiano a 250 km /h.

Per resistere a questi rischi, il grattacielo ha un alleato nascosto tra l'87° e il 92° piano. Qui dondola una sfera di 5,5 metri di diametro: costituita da quarantuno dischi piani a spigolo netto e che pesa 660 tonnellate.

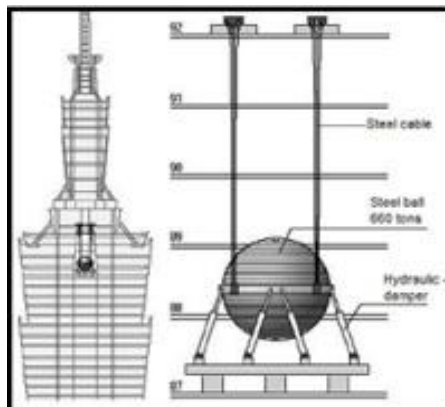


Figura 1-46: Active Mass Damper (660 t) presente nel grattacielo Taipei 101 (508 m).

2-Torre Milad

Tra le più recenti applicazioni dei sistemi passivi TDS si ricorda la torre Milad in Iran. La torre Milad a Teheran è la sesta torre più alta del mondo con un'altezza di 435 m.

Alla cima della cupola (sky dome) è installato questo dispositivo con il peso 400 t per ridurre le vibrazioni della struttura indotte dal vento o da sismi e per garantire un limite di conforto umano per gli utenti del manufatto.

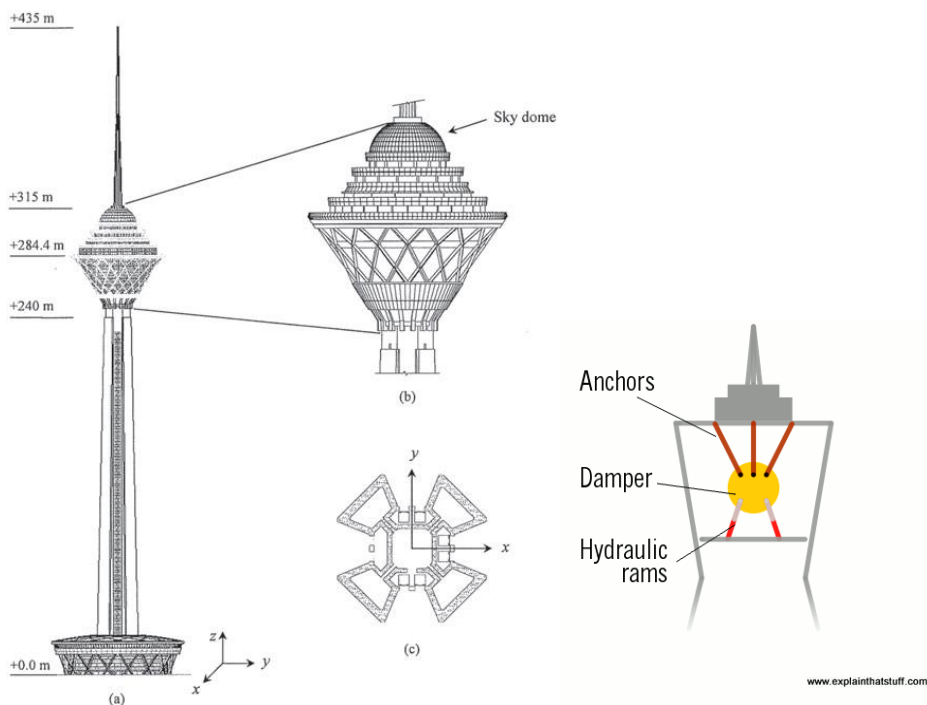


Figura 1-47: La torre Milad a Teheran

Sistemi Tuned Liquid Dampers (TLD)

Il sistema massa-molla-smorzatore del Tuned Mass Dampers nel caso dei Tuned Liquid Dampers è sostituito da recipienti pieni di liquido. L'ondeggiare del liquido in un serbatoio consente di dissipare energia. Questo sistema ha alcuni vantaggi, quali il basso costo e la semplicità di installazione e variazione della frequenza.

Principalmente il TLD si è diffuso in Giappone, per il controllo delle vibrazioni indotte dal vento ma, nonostante un'effettiva riduzione delle azioni che possono arrivare fino al 70%, i TLD non si sono dimostrati efficienti come i TMD.

Il **Comcast Center** di Philadelphia, PA Contiene la più grande Colonna Tuned Liquid Damper del mondo a 1.300 tonnellate.

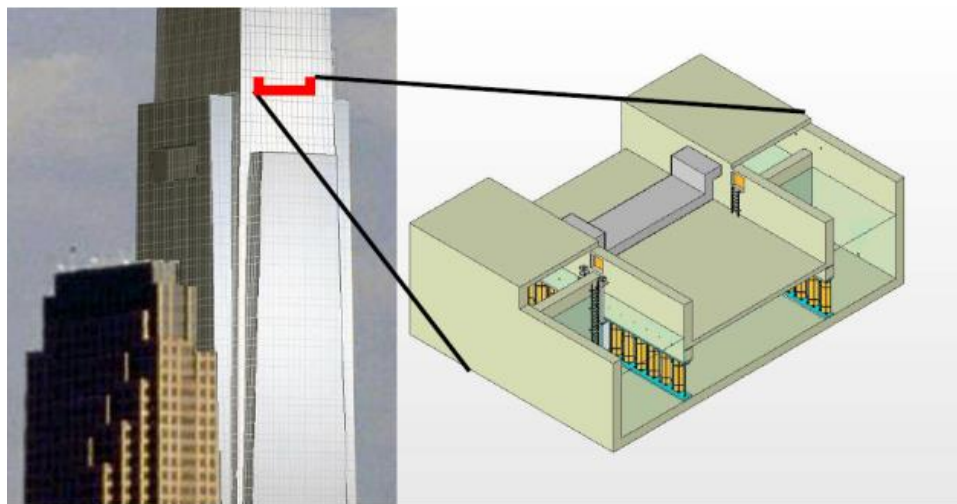


Figura1-48: Il Tuned Liquid Damper della Comcast Tower

1-7-2 Dispositivi per il controllo attivo

Lo scopo di questo sistema di controllo è di dotare la struttura di un senso dell'equilibrio in analogia a quanto succede in un corpo umano.

Elementi principali di un sistema di controllo attivo sono:

- 1-sistema di monitoraggio capace di percepire lo stato della struttura;(sensori)
- 2-sistema di controllo che riceve i dati e decide le contromisure da applicare;
- 3-sistema di attuazione dei comandi che applica fisicamente le contromisure alla struttura.

Questi sistemi dotati della fondamentale caratteristica di adattabilità alle reali condizioni di esercizio, se ben progettati possono condurre ad ottimi risultati. Ma una delle maggiori difficoltà alla loro diffusione in questo campo, soprattutto per il problema

dell'alimentazione durante gli eventi più severi (proprio quelli in cui il sistema di controllo deve avere la massima efficienza)

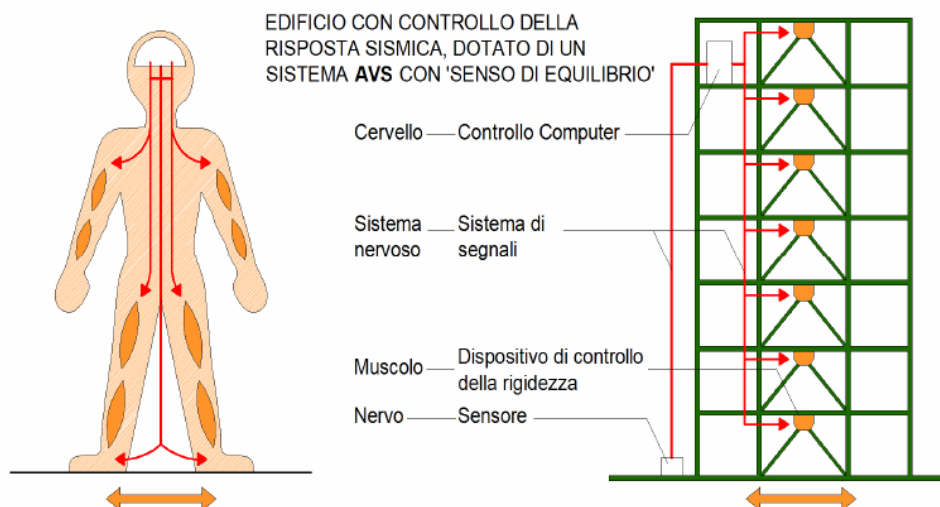


Figura1-49: modello edificio con sistemi attivi (Harovat et al. 1983)

Campo di Applicazione

Poiché il controllo attivo per l'ingegneria civile è frutto del contributo di numerose e diverse discipline, l'attività di ricerca, svolta fino ad oggi, da vari paesi consorziati, ha avuto l'obiettivo non solo di coordinare ricercatori di diversa nazionalità ma soprattutto di incentivare la collaborazione tra specialisti di settori molto diversi.

La maggior parte di queste applicazioni è già stata sottoposta a sollecitazioni dovute al vento ed ai sismi, fornendo preziosissime informazioni, in relazione alla validazione delle procedure analitiche e di simulazione per la previsione delle prestazioni del sistema reale, in relazione alla verifica in condizioni d'uso delle parti, costituenti i sistemi di controllo, in relazione alla verifica della capacità e dell'efficacia operativa globale di questi dispositivi.

Bisogna sottolineare che i sistemi di controllo di tipo attivo ed ibrido sono impiegati nel caso di sollecitazioni come sismi deboli e venti forti mentre non sono idonei per sismi intensi. La difficoltà principale è quella di ottenere, da questi dispositivi, forze di controllo sufficientemente intense, come necessario per il controllo delle vibrazioni di

una struttura come un grattacielo. Per queste applicazioni risultano più efficaci i dispositivi passivi ed anche i semi attivi.

Prime applicazioni

La prima applicazione ha visto la luce, solo nel 1989 in Giappone, con l'adozione di un sistema Active Mass Damper sull'edificio, Kyobashi Seiwa Building, sito in Tokyo. Tale primato del Giappone è conseguenza della posizione di vertice, assunta dal paese nel settore, come testimoniano anche la realizzazione della maggior parte delle implementazioni, successive a quella del Kyobashi Seiwa Building.

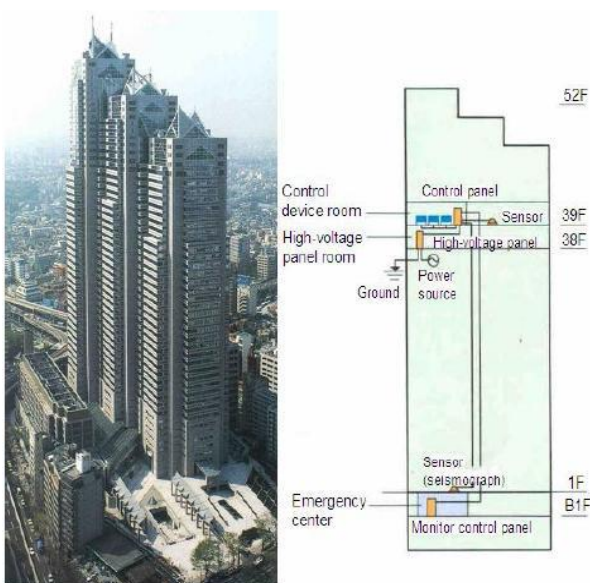


Figura 1-50: Foto e schema Shinsuku Park Tower

Smorzatori a massa attiva (Active mass damper systems)

Nell'ambito dei dispositivi attivi la tipologia più diffusa è costituita dagli AMD. I dispositivi Active Mass Damper (AMD), sono la versione attiva del dispositivo passivo Tuned Mass Damper.

Sono costituiti da una massa oscillante ausiliaria, azionata da un attuatore, che esercita una forza sulla massa, facendola vibrare. La forza di controllo della struttura è data dalla forza d'inerzia della massa.

Il sistema AMD presenta il vantaggio, di poter ridurre la risposta della struttura in un campo di frequenze più ampio rispetto al dispositivo passivo da cui deriva.

1-Kyobashi Seiwa Building

Come già indicato la prima applicazione di un dispositivo di controllo attivo su un edificio è stata l'adozione di un sistema Active Mass Damper, progettato da Kōbori, per il Kyobashi Seiwa Building di Tokyo.



Figura 1-51: Foto e schema della Kyobashi Seiwa Building

Questo edificio si presenta come una struttura particolare, infatti, si sviluppa su 11 piani ma ha una quadratura totale di soli 423 m². Il dispositivo è costituito da due masse attive, la prima di 4 tonnellate è preposta a ridurre il moto trasversale dell'edificio, la seconda di 1 tonnellata per ridurre anche il moto torsionale.

La massa totale del sistema AMD, installato nel Seiwa Building, è quindi di 5 t, pari all'1.25% delle 400 t della massa dell'intero edificio. Il controllo attivo del Seiwa Building ha come obiettivi la riduzione delle ingenti vibrazioni della struttura, caratterizzata da una notevole snellezza, soggetto l'azione di forti venti e di terremoti moderati, così da migliorare il confort degli ospiti.

2-Nanjing Communication Tower

Tra le più recenti applicazioni dei sistemi attivi si ricorda la **Nanjing Communication Tower** in Cina. In questo caso nella progettazione degli AMD si è dovuto tener conto di alcuni vincoli dimensionali come il raggio interno di 3 m ed esterno di 6,1 m delle piattaforme della torre. Inoltre per consentire il libero accesso all'intera piattaforma, i sistemi AMD si sono dovuti disporre su dei supporti d'acciaio con cuscinetti in Teflon, così da essere sopraelevati rispetto al pavimento.

Il progetto finale del dispositivo ha previsto tre attuatori idraulici, disposti a 120° tra loro sulla piattaforma della torre, ciascun capace di esplicare una forza massima di 50 kN con una corsa massima di $\pm 750\text{mm}$ dalla posizione di riposo.

I tre attuatori controllano tre gradi di libertà, uno relativo alla rotazione torsionale della struttura e due relativi al moto in due direzioni laterali e tra loro ortogonali.

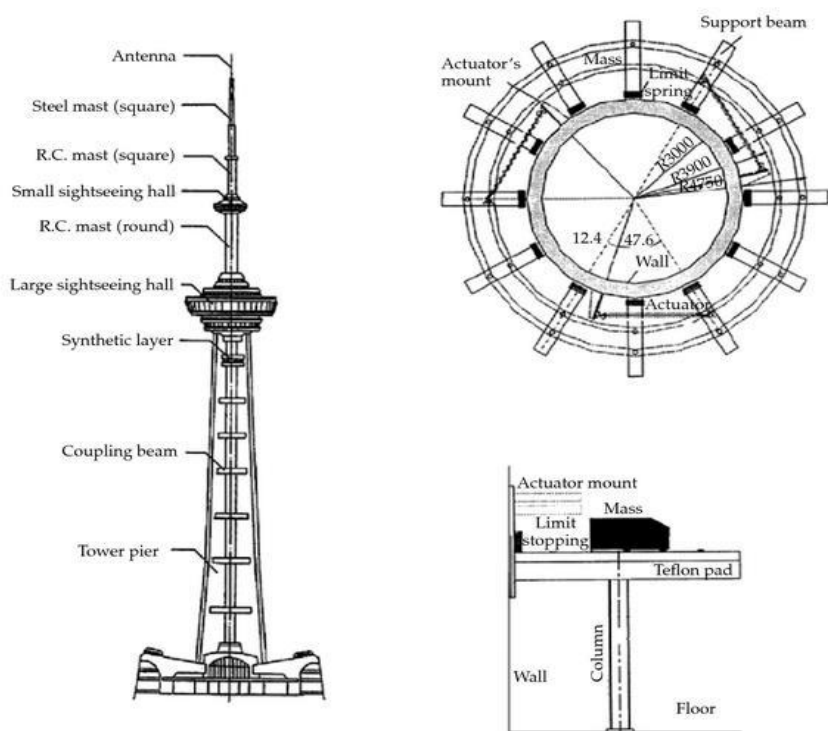


Figura 1-52: schemata Nanjing Communication Tower e dettaglio di una delle tre masse del sistema

1-7-3 Dispositivi per il controllo semi-attivi

Come già rilevato nelle pagine precedenti, il controllo semi-attivo costituisce una scelta valida e sicura per il controllo strutturale. Si è detto che questi sistemi di controllo sono essenzialmente composti da dispositivi passivi che possono essere controllati con un modesto quantitativo di energia. Esistono diversi dispositivi e algoritmi sviluppati per le applicazioni nei settori dell'ingegneria. Di seguito s'illustrano i principali sistemi semi-attivi presenti in letteratura, si descrivono sinteticamente alcuni algoritmi di controllo utilizzati ed, infine, vengono riportate delle applicazioni di tale tecnologia.

Nell'ambito dell'ingegneria strutturale una prima proposta d'applicazione di dispositivi semi-attivi di controllo strutturale è stata formulata da Hrovat nel 1983.

Solo nel 1990 in Giappone si assiste al primo impiego di un dispositivo semi-attivo su un edificio.

Nell'ambito del controllo della risposta strutturale il forte sviluppo dell'attività di sperimentazione si è avuto solo negli ultimi dieci anni. Per questo i dispositivi semi-attivi costituiscono un campo d'indagine giovane da doversi ancora ampiamente esplorare.

Classificazione dispositivi semi-attivi

I sistemi di controllo semi-attivo tipicamente utilizzati includono:

A-Dispositivi a rigidezza variabile (AVS)

B- Smorzatori a "fluidi controllabili" (elettroreologici e magnetoreologici)

1-7-3-1 Sistemi AVS (Active Variable Stiffness)

I sistemi Active Variable Stiffness si basano sul modificare la rigidezza della struttura, e quindi la sua frequenza naturale, in modo da evitare condizioni di risonanza. Generalmente vengono installati all'interno di controventi per aumentare o diminuire la rigidezza quanto necessario. Solitamente il consumo di questi sistemi è molto basso, intorno ai 20 W, (per questo motivo molti preferiscono considerare gli AVS come dei sistemi semi-attivi, proprio per il quasi nullo apporto di energia dall'esterno.)

La risposta di questi sistemi è stata indagata negli anni da vari studi condotti da Kobori, Nemir, Loh, Ma, Yamada e Nagarajaiah.

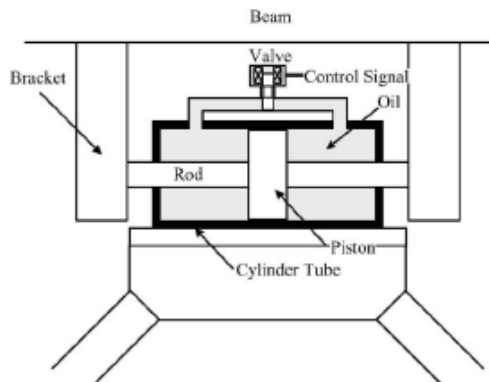


Figura 1-53: Dettaglio schematico di dispositivo AVS testato da Kobori

Come si può notare dallo schema, l'AVS sembra a tutti gli effetti un sistema a controventi, ma in più presenta un cilindro idraulico, un pistone ed una valvola di controllo inserita nel tubo, che collega le due camere del cilindro. La valvola può essere aperta o chiusa. Quando la valvola è aperta il fluido, scorre liberamente e disimpegna la connessione trave-controvento, riducendo quindi la rigidezza strutturale. Ovviamente, chiudendo la valvola si chiude la rigidezza aumenta. Mediante la regolazione della valvola si può regolare la rigidezza strutturale in modo da minimizzare la risonanza durante un evento sismico. Una peculiarità di questi sistemi è la loro capacità di auto-attivarsi, in caso di black-out, aumentando automaticamente la rigidezza della struttura.

Applicazione

La prima applicazione di questi sistemi si è avuta nel Kajima Technical Research Institute, a Tokio (realizzato nel 1990) disponendo gli AVS su entrambi i lati della struttura. L'edificio, a tre piani, è alto 12 m e ha una massa di 400 ton. Sono installati tre dispositivi a rigidezza variabile a funzionamento ON-OFF su ambo i lati della struttura, nella direzione trasversale. L'edificio è stato sottoposto a tre terremoti di entità tale da far attivare il controllo.

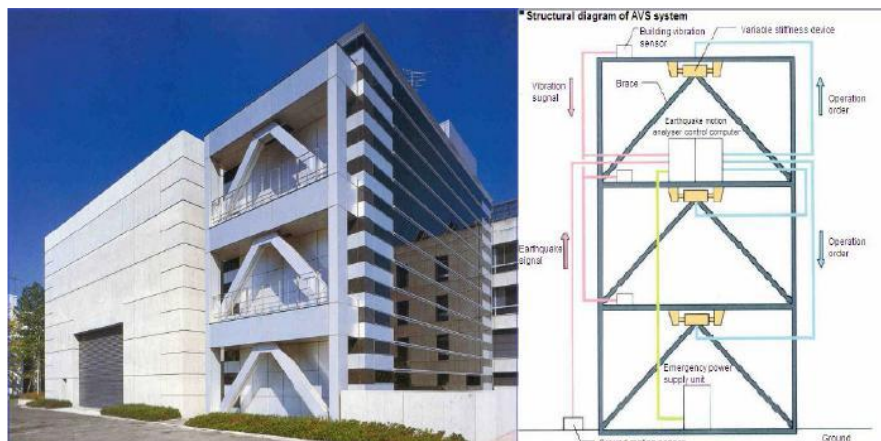


Figura 1-54: Foto e schema degli AVS montati nel Kajima Technical Research Institute

1-7-3-2 Smorzatori a "fluidi controllabili (elettroreologici e magnetoreologici)

Tutti i dispositivi visti finora hanno bisogno di meccanismi o valvole a controllo elettromeccanico, con la necessità di utilizzare delle parti mobili; queste parti meccaniche possono creare dei problemi in termini di affidabilità e manutenzione. Questo inconveniente può essere risolto mediante l'utilizzo di delle altre classi di dispositivi che utilizzano i cosiddetti "**fluidi controllabili**".

Grazie all'utilizzo di tali fluidi è possibile modificare le caratteristiche meccaniche dei dispositivi in tempo reale. I fluidi, infatti, sono in grado di cambiare, reversibilmente, il loro stato da quello di fluido newtoniano a quello di semi solidi quando sono soggetti ad un campo elettrico o magnetico. Tali fluidi sono chiamati elettroreologici, scambiano stato al passaggio di un campo elettrico e magnetoreologici se il fluido cambia stato al passaggio di un campo magnetico. (Spesso si prediligono i dispositivi a fluido MR poiché hanno caratteristiche migliori di quelle che utilizzano i fluidi ER).

Dispositivi MR (Magnetorheological dampers)

Gli smorzatori magnetoreologici (MR) sono l'equivalente magnetico di quelli elettroreologici, infatti, presentano un comportamento molto simile ad eccezione della condizione che il controllo è governato dall'applicazione di un campo magnetico.

I dispositivi MR sono tipicamente costituiti da un cilindro idraulico, contenente delle particelle magneticamente polarizzabili di dimensioni dell'ordine del micron, sospese in

un fluido, generalmente un olio. I fluidi MR, infatti, sono una sospensione costituita da circa un 10/40 % in volume da particelle di ferro di dimensioni di 3 – 10 micron, sospese in un liquido che può essere a base di acqua, olii minerali, sintetici, o siliconici.

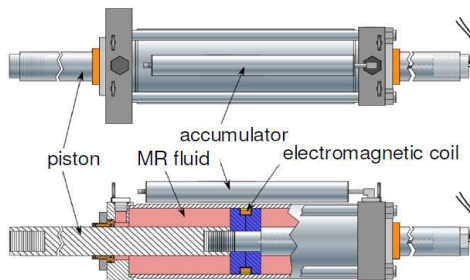


Figura 1-55: Schema dello smorzatore magnetoreologico

In parole semplici in assenza di campo magnetico il fluido MR fluisce liberamente, comportandosi come un fluido Newtoniano, mentre alla presenza di un campo si presenta come un semisolido. (Materiali MR presentano delle tensioni di snervamento massime di 50-100 kPa,)

Gli smorzatori MR richiedono scarse potenze di alimentazione (in genere <50 W) e anche sono alimentati da corrente in bassa tensione (12-24 V) e richiedono potenza solo quando l'algoritmo di controllo richiede grandi forze di smorzamento.

Infatti, gli smorzatori magnetoreologici presentano, rispetto ai dispositivi viscosi di tipo semi-attivo, una maggiore semplicità meccanica, data dall'assenza di parti meccaniche in movimento come una valvola, così riducendo manutenzione e quindi costi.

Anche per i dispositivi MR esistono applicazioni in scala reale nell'ambito dell'ingegneria Civile. Per le applicazioni del dispositivo di maggiore interesse per la tesi si rimanda al capitolo 2.

1-8 Algoritmo e metodologie di controllo (semi-attivo)

Un algoritmo di controllo utilizza le sopra citate informazioni per generare dei segnali di comando per il dispositivo semi-attivo, così da variane le caratteristiche meccaniche.

L'efficienza di un sistema di controllo semi attivo dipende dalla 'opportuna scelta dei dispositivi e degli algoritmi di controllo. È inoltre di fondamentale importanza il posizionamento dei dispositivi nello schema strutturale in cui sono inseriti, così da aumentare la performance del sistema di controllo. Negli ultimi anni, sono state

sviluppate molte applicazioni di metodologie ed algoritmi per il controllo strutturale. Tra gli algoritmi di controllo applicati ai dispositivi semi attivi, si possono distinguere:

A– quelli di origine intuitiva;

B– quelli che discendono dalla teoria del controllo.

Gli algoritmi di origine intuitiva non seguono nessuna formulazione matematica ma sfruttano considerazioni basate sull'osservazione diretta di alcune grandezza della risposta per la formulazione della legge di controllo. Tipicamente le grandezze osservate possono essere gli spostamenti relativi, le accelerazioni assolute o una combinazione di queste due. Il principio per l'attivazione del dispositivo si basa sul superamento da parte delle grandezze in esame di un certo valore di soglia.

A-1 L'algoritmo di Kamagata & Kobori (KK)

Un algoritmo intuitivo interessante è quello proposto da Kamagata e Kobori che riguarda sistemi a rigidità variabile: è ottenuto imitando le funzioni dell'equilibrio umano ed il suo scopo è la limitazione dello spostamento relativo.

Nel caso di controventamento, il controvento risulta collegato quando lo spostamento ha lo stesso segno della velocità (fase di carico), quindi quando si oppone al moto, e disattivato nella fase di scarico per facilitare il recupero della posizione di riposo.

$$x\dot{x} > 0 \quad K_c(t) = K_{max} \quad \text{Controvento attivo}$$

$$x\dot{x} < 0 \quad K_c(t) = K_{min} \quad \text{Controvento disattivo}$$



Figura 1-56 Funzionamento dell'algoritmo di Kamagata e Kobori

A-2 Force Transfer Control (Oueslati & Sankar)

Un altro algoritmo è il Force Transfer Control proposto originariamente per le sospensioni di autoveicoli. Si basa sulla minimizzazione della forza totale trasmessa alla massa dal moto del veicolo. Può essere visto come il duale dell'algoritmo precedente riferito però a dispositivi a smorzamento variabile.

In questo caso è regolato lo smorzamento variabile nel tempo. L'obiettivo è di limitare il moto assoluto della struttura.

$$x\dot{x} < 0 \quad C_c(t) = C_{max} \quad \text{Controvento attivo}$$

$$x\dot{x} < 0 \mid C_c(t) = C_{min} \quad \text{Controvento disattivo}$$

A-3 Sky-Hook Damping Control

La teoria è sviluppata per un sistema ad un grado di libertà in cui uno smorzatore ideale collega la massa isolata ad un riferimento inerziale (al cielo, skyhook). Su questo algoritmo si basano molte applicazioni, soprattutto nel campo delle sospensioni semi attive. La legge di controllo nel caso semi attivo permette l'attivazione della forza di controllo F , quando lo spostamento relativo x , e la velocità assoluta della massa $\dot{x}$ hanno lo stesso segno, altrimenti si ha la disattivazione della forza di controllo:

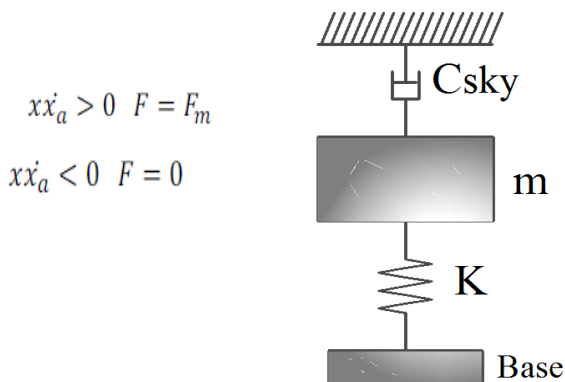


Figura 1-57: Skyhook

B- Algoritmi adattati dalla teoria del controllo ottimale

Il primo passo effettuato nel senso della determinazione ‘ottimale’ degli algoritmi di controllo, è stato quello di utilizzare le teorie, ben consolidate nel campo dei controlli automatici, del controllo ottimale, (Bryson & Ho, 1975) (Brogan, 1991). Queste teorie si basano sulla definizione di un Indice di Prestazione (IP), che costituisce una misura quantitativa ed oggettiva dell’efficacia del controllo, e sulla sua minimizzazione vincolata alle equazioni, in genere linearizzate, del moto.

Applicando questa metodologia, meglio illustrata nel successivo Capitolo 2, si ottengono algoritmi detti *Clipped Optimal Control Algorithms*.

Maggiormente complessi sono gli algoritmi che provengono dall’applicazione delle leggi della teoria del controllo. Possono essere classificati in quelli che si focalizzano sull’uso di sole risposte locali, mediante approcci di tipo decentralizzato, o su quelli che utilizzano misure di risposta globali e allora si parla di approcci di tipo centralizzato. In genere per la loro formulazione ci si può basare sulla teoria della stabilità o sulla teoria del controllo ottimo. Tra i più utilizzati in campo lineare c’è Regolatore Lineare Quadratico (LQR), Controllo Ottimo Istantaneo (IOC); tra i non lineari si riscontra l’utilizzo dei non linear feedback, nonlinear control, lo sliding mode control (SMC).

1-8 Vantaggi e svantaggi dei sistemi di controllo della vibrazione

1-I dispositivi passivi sono quelli più semplici, infatti a differenza dei dispositivi semi-attivi ed attivi non prevedono un algoritmo di controllo, sensori ed attuatori di alcun tipo

2-I dispositivi passivi non richiedono alcuna energia esterna per funzionare, a fronte delle ridotte potenze esterne richieste dai semi-attivi e delle ingenti potenze esterne necessarie agli attivi.

3-Per i sistemi passivi e semi-attivi, a differenza di quelli attivi, non si pone il problema della instabilità.

4-I dispositivi passivi, a differenza di quelli attivi e semi-attivi, non sono “flessibili”, cioè non sono capaci di adeguarsi a sollecitazioni dinamiche diverse e quindi le loro prestazioni sono ottimali solo per un dato carico dinamico.

Capitolo 2 Sistemi e materiali intelligenti:

2-1 Introduzione

Nel presente capitolo vengono descritte due tipologie innovative di dispositivi anti-simici con capacità di variare le caratteristiche meccaniche: smorzatori magnetoreologici e isolatori MRE.

Inizialmente si è esposto da quali elementi è composto il dispositivo Magnetoreologico (MR) e quale tipologia di fluido è utilizzata, illustrandone le principali caratteristiche ed in particolare gli aspetti che lo distinguono rispetto agli altri dissipatori. In seguito sono state illustrate le applicazioni che si realizzano nel settore dell'ingegneria civile e alla fine sono stati mostrati gli algoritmi di controllo ed i modelli matematici utilizzati.

Come ultimo passo, in questo capitolo si propone un nuovo tipo di isolatore sismico con rigidità regolabile, sulla base del materiale intelligente di elastomeri magnetoreologico (MRE) ed i relativi modelli matematici.

2-2 Fluidi Magnetoreologici (Ferro fluido)

I fluidi Magnetoreologici (MR) rappresentano una delle soluzioni più versatili e promettenti per lo sviluppo di sistemi di smorzamento ad alta efficienza, in grado di garantire elevata versatilità di configurazione e di fornire effettive capacità di controllo a ciclo chiuso.

Caratteristiche e tecnologia

La Reologia è la Scienza che studia gli equilibri raggiunti nella materia che fluisce o si deforma per effetto di uno stato di sollecitazione (nel nostro caso di tipo magnetico). Le sue basi furono poste da E.C. Bingham nel 1928, con l'obiettivo di conferire rigore scientifico allo studio delle proprietà meccaniche dei materiali (sia naturali, sia di produzione industriale) e di formulare adeguati modelli analitici in grado di descrivere il comportamento di tali materiali nelle più svariate condizioni di sollecitazione e di conseguente deformazione.

Fluidi magnetoreologici (MR) sono materiali che manifestano una variazione del comportamento reologico a seguito dell'applicazione di un campo magnetico.

La scoperta degli MR risale al 1940 da parte del loro inventore Jacob Rabinow (ricercatore presso la US National Bureau of Standards.)

Questi fluidi appartengono alla categoria dei materiali indicati nella letteratura anglosassone come “fluidi controllabili”, in altre parole materiali le cui caratteristiche chimico-fisiche possono variare in maniera semplice, rapida e soprattutto in modo reversibile.

2-2-1 Proprietà reologiche

In generale le proprietà reologiche dei fluidi MR dipendono fortemente dalla concentrazione, dimensione e densità delle particelle, dalle proprietà della fase continua, dagli additivi aggiunti al fluido, dal campo magnetico applicato, dalla temperatura e da altri fattori secondari.

Concentrazione e dimensione e densità delle particelle

I fluidi MR, infatti, sono una sospensione costituita da circa un 10/40 % in volume da particelle di ferro di dimensioni di 3 – 10 micron, sospese in un liquido che può essere a base di acqua, olii minerali, sintetici, o siliconici. (Fig. 2-1)

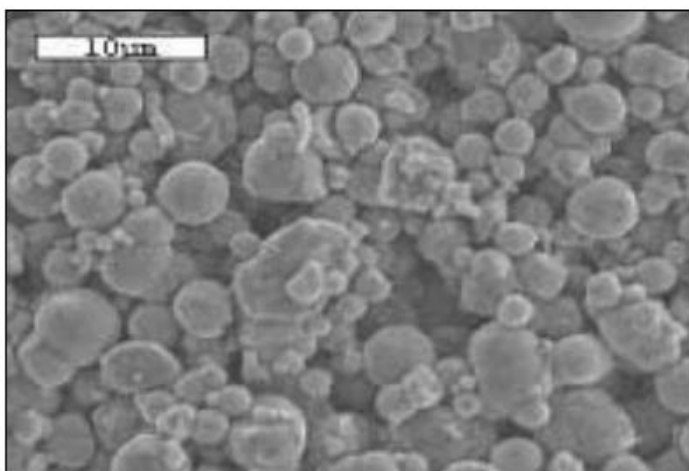


Figura 2-1: Foto al microscopio elettronico di un fluido MR

Particelle ferrose e additive

La massima tensione di un fluido MR è legata alla capacità di saturazione magnetica delle particelle, per questo si preferisce l'uso di materiali con alto valore di magnetizzazione per saturazione. Le leghe ferro-cobalto e ferro-nichel presentano i valori maggiori ma dato il loro alto costo si utilizza raramente alto costo si utilizzano raramente preferendo delle semplici particelle ferrose, come il ferro carbonilico. Si utilizzano inoltre degli additivi e dei lubrificanti con diversi scopi, tra i quali garantire una maggiore omogeneità e ridurre l'attrito del fluido.

MRF Commerciali	Percentuale in Volume di Praticolo	Matrice Fluida	Densità [g/cm ³]
MRX-126PD	26	Olio di idrocarburi	2.66
MRX-140ND	40	Olio di idrocarburi	3.64
MRX-242AS	42	Acqua	3.88
MRX-336AG	36	Olio di silicone	3.47

Tabella 2-1: La composizione base di quattro tipi fluidi magnetoreologici commerciali

Proprietà magnetiche

In assenza di un campo (magnetico) applicato il fluido si comporta come un liquido con viscosità paragonabile a quello dei liquidi Newtoniani, mentre, a seguito dell'applicazione di un campo magnetico esso sviluppa al suo interno una resistenza viscosa che dipende dall'intensità del campo stesso, effetto della polarizzazione indotta nelle particelle sospese, manifestando un comportamento non-newtoniano. (Solido gelatinoso)

Infatti, come si vede nella figura 2-3 quando è applicato un campo magnetico esterno, le particelle tendono ad orientarsi formando strutture a catena, parallele tra loro ed alla direzione del campo applicato. All'aumentare del flusso queste catene si aggregano tra di loro formando delle vere e proprie colonne.

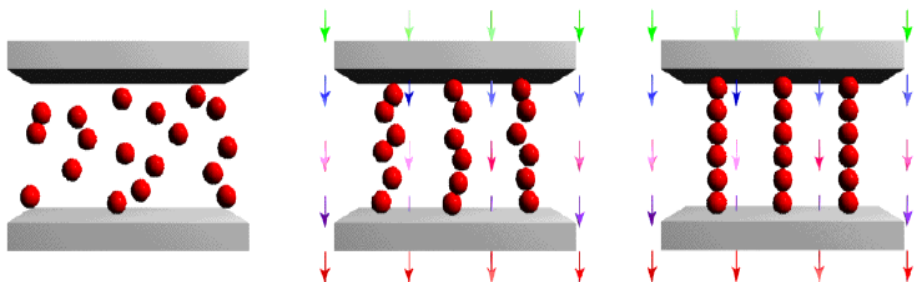


Figura 2-2: Cambiamento di struttura del fluido MR in assenza e in presenza di campo magnetico

Tempi di risposta

Un aspetto importante che determina l'efficacia del funzionamento di dispositivi a fluido MR, è il tempo necessario (alcuni millisecondi) alle particelle di fluido MR (soggetto all'azione di un campo magnetico) per formare delle strutture stabili; il tempo dipende dall'induzione magnetica e dalla concentrazione delle particelle ferromagnetiche presenti nel fluido.

Un recente studio approfondito sull'analisi del tempo di risposta di dispositivi MR è stato effettuato da Koo. L'autore ha calcolato il tempo di risposta di un dispositivo variando corrente e velocità del pistone. I risultati dimostrano che il tempo di risposta diminuisce all'aumentare della corrente imposta. I tempi di risposta dovuti all'elettronica ed all'induttanza dell'elettromagnete mostrano invece un andamento opposto: essi aumentano all'aumentare del livello di corrente imposto. Infine è stata osservata una forte dipendenza dalla velocità del pistone: all'aumentare della velocità, il tempo di risposta decresce esponenzialmente convergendo a un valore limite.

Temperatura di funzionamento

I fluidi magnetoreologici sono in grado di operare, generalmente, in un range di temperatura compreso tra i -40°C e i 150°C .

In particolare se si utilizzano fluidi MR a base acquosa, la massima temperatura di funzionamento è inferiore ai 100°C .

Per le loro caratteristiche chimico-fisiche speciali (come rapidità e reversibilità. Compatibilità con altri materiali, ...) negli ultimi anni si è sviluppato un grande interesse verso a questi sistemi; nelle più recenti applicazioni, però, si è osservato che le sospensioni MR, col tempo, tendono a precipitare perdendo di efficacia.

Proprietà	Fluidi MR
Max tensione di snervamento	50 ÷ 100 kPa
Campo max. richiesto	~250 kA/m
Viscosità alla plasticizzazione	0.1 ÷ 1.0 Pa s
Temperatura di operatività	-40 ÷ 150 °C
Tolleranza alle impurità	Poco sensibile
Tempo di risposta	ms
Densità	3 ÷ 4 g/cm ³
Potenza richiesta (tipica)	2-50 W(1-2 A, 2-25V)

Tabella 2-2: Proprietà dei fluidi MR (Carlson and Jolly, 2000)

2-2-2 Tipologie di scorrimento del fluido

I dispositivi, che utilizzano il fluido magnetoreologico, possono essere divisi in tre diverse categorie:

1. Valve mode (flow mode)
2. Direct shear mode (clutch mode)
3. Squeeze film compression mode

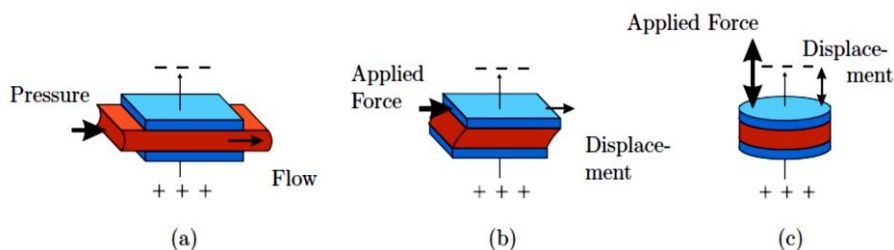


Figura 2-3: Tipologie di scorrimento del fluido (Carlson and Jolly, 2000).

Nella prima tipologia di scorrimento (figura 2-3. a) Le superfici tra loro sono fisse mentre è il fluido che scorre rispetto ad esse. Anche in questa situazione il campo magnetico è ortogonale al moto relativo. Questa tipologia di scorrimento viene utilizzata principalmente negli smorzatori dinamici o assorbitori d'urto.

Nella seconda tipologia di scorrimento (figura 2-3. b) le superfici che delimitano il gap di fluido possiedono un moto relativo di tipo tangenziale e il campo magnetico applicato è ortogonale allo scorrimento.

Infine, nella terza tipologia di scorrimento (figura 2-3.c) le due superfici possiedono un moto relativo normale al film di fluido e le linee di campo magnetico sono parallele allo spostamento relativo delle superfici. Questa terza tipologia di scorrimento, pur essendo meno utilizzata rispetto alle altre due, è impiegata negli smorzatori di vibrazioni che richiedono corse di piccolissima ampiezza.

2-3 Dispositivi Magnetoreologici

I dispositivi MR sono costituiti da un cilindro idraulico composto da tre elementi fondamentali: il fluido MR nei dispositivi atti a contenerlo e a trasferirgli le forze, da un orifizio attraverso cui scorre il fluido e da un induttore il quale emana un campo magnetico quando viene attraversato da un campo elettrico (Fig.2.3). Il campo elettrico in questione è variabile.

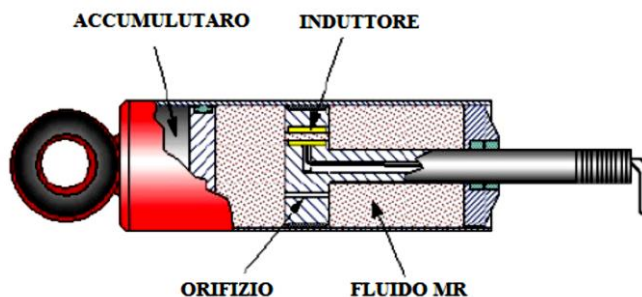


Figura 2-3: Elementi che compongono il Dispositivo MR

Gli smorzatori MR sono dispositivi di controllo (attivo/semi-attivo) efficace che è prevalentemente diffuso nell'ambito automobilistico e nel campo dell'ingegneria biomeccanica e nei sistemi civili antisismici.

Nel settore dell'ingegneria civile, i dispositivi MR si trovano in diversi studi teorici e sperimentali legati alla loro applicabilità come sistemi per il controllo delle vibrazioni di cavi, ponti, edifici soggetti ad input di diversa natura quali sisma, vento, vibrazioni indotte da traffico ed azioni umane

2-3-1 Primi applicazioni

La possibilità di utilizzare smorzatori MR per ridurre la vibrazione della struttura indotte dal vento o terremoto è stato studiato da numerosi ricercatori.

Dyke e Spencer hanno presentato un prototipo di smorzatore magnetoreologico, con una corsa di $\pm 2,5$ cm, capace di produrre una forza di 3 kN e dotato di pistone con un

solo stelo. Un'elettrocalamita situata all'interno della testa del pistone è impiegata per generare il campo magnetico. La potenza di picco necessaria al funzionamento del dispositivo è inferiore a 10W (in questo caso il comportamento può essere descritto dal modello di Bingham).

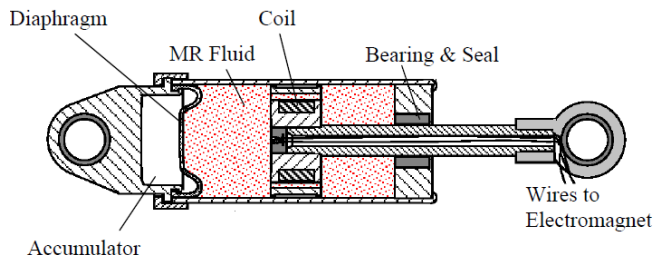


Figura 2-4: Schema dello smorzatore magnetoreologico testato da Spencer (small-scale)

Spencer e Carlson (1996) hanno sviluppato uno smorzatore per applicazioni ad edifici civili in scala 1:1, eseguendo una serie di test presso l'università di Notre Dame.

Lo smorzatore presenta una geometria semplice in cui la parete del cilindro fa parte del circuito magnetico e la sezione di passaggio attraverso la valvola magnetica è costituita dall'intera area compresa tra il diametro esterno del pistone e quello interno del cilindro. Al contrario dello smorzatore per applicazioni in scala ridotta rappresentato in figura 2-3, questo smorzatore presenta un pistone a doppio stelo, così non richiedendo la presenza di un accumulatore per assorbire le variazioni di volume prodotte dal moto del singolo stelo del pistone.

Comunque, bisogna notare come pure nel dispositivo a doppio stelo è presente un accumulatore per assorbire l'espansione termica del fluido.

La corsa massima è di $\pm 8\text{cm}$, la forza di controllo massima è di 200 kN (20 ton) a fronte di una potenza richiesta di 22 W. E nel dispositivo sono contenuti circa 5 litri di fluido magnetoreologico, ma in un dato istante del tempo solo 90 cm^3 sono sottoposti al campo magnetico.

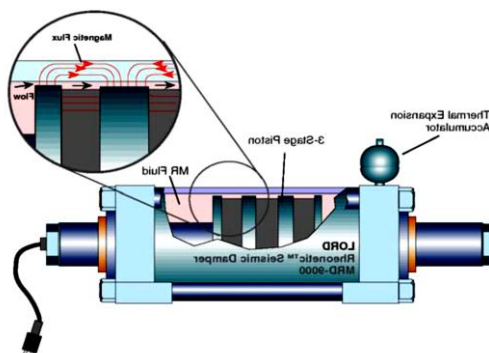


Figura 2-5: Schema dello smorzatore da 200 kN di Spencer e Carlson (large-scale)

2-3-2 Realizzazioni per l'ingegneria civile

La comunità scientifica dopo le esperienze, condotte da Spencer e Carlson sullo smorzatore da 200 kN, ha assistito nel 2001 alla prima implementazione di uno smorzatore magnetoreologico su un edificio.

Infatti, in Giappone per la prima volta è stato utilizzato di applicazione degli smorzatori magnetoreologici per la protezione sismica di edificio “*Tokyo Natural Museum of Engineering Science and Innovation*” mediante due smorzatori da 300 kN sono stati installati tra il terzo e il quinto piano.

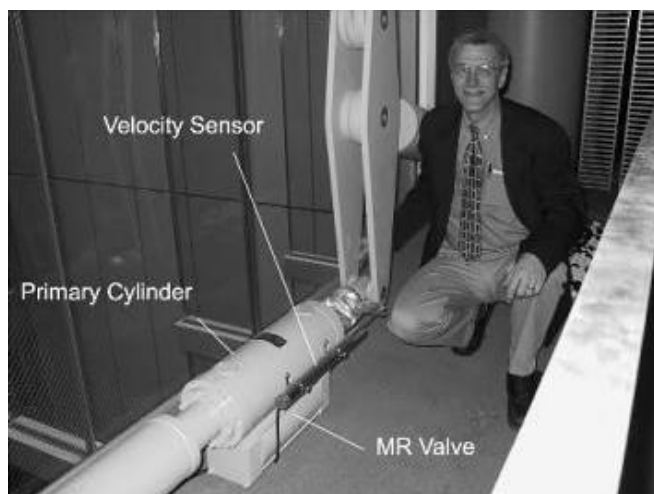


Figura 2-6 smorzatore MR con sistema bypass flow (Tokyo 2001)

Successivamente, in Cina si è avuta un'altra realizzazione con smorzatori magnetoreologici; nel progetto di retrofit del ponte sul lago “Dongting (2002)” sono stati installati due smorzatori MR per ciascun cavo del ponte, con l'obiettivo di ridurre le vibrazioni dei cavi causate da vento, pioggia, e moto del supporto. (312 smorzatori MR modello “LORD RD 1005” sono stati installati su 156 cavi del ponte, figura 2-6).

I dispositivi MR sono utilizzati in modo semi-attivo in quanto, rispetto al modo passivo, garantiscono un livello di smorzamento ottimo variabile, per uno o più cavi, calibrando, mediante un opportuno algoritmo di controllo, il voltaggio d'input da assegnare al dispositivo.

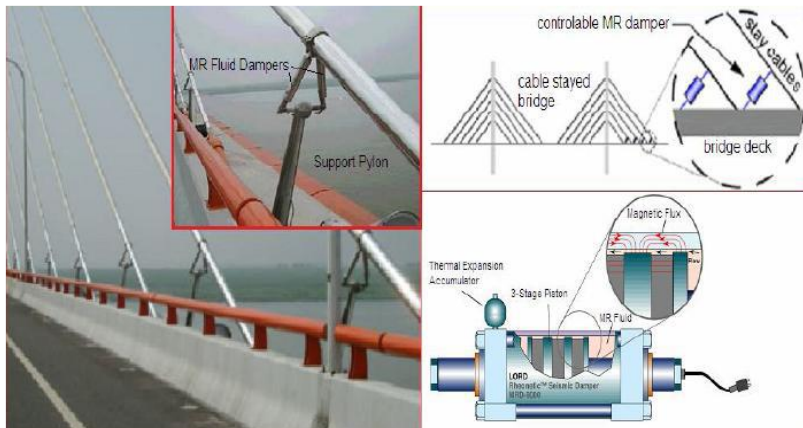


Figura 2-7 ponte equipaggiato con MR Dampers per il controllo delle vibrazioni indotte dal vento (Dongting Lake Bridge, China)

Altre applicazioni sono state realizzate in Giappone con l'installazione di uno smorzatore MR da 40 t su un edificio residenziale, congiuntamente all'adozione di cuscinetti laminati in gomma, a smorzatori in piombo ed a smorzatori viscosi passivi, per cui questa applicazione, che impiega uno smorzatore semi-attivo va più correttamente classificata nell'ambito delle soluzioni di controllo strutturale di tipo ibrido.



Figura 2-8: smorzatore MR

2-3-3 Meccanismo di funzionamento

Come già rilevato nelle pagine precedenti, i dispositivi MR sono tipicamente costituiti da uno smorzatore idraulico dotato di una testa di pistone, dotata di un'elettrocalamita al proprio interno, che lo divide in due camere. Le camere sono riempite con un fluido MR, che passa attraverso un piccolo spazio tra la testa del pistone e la parete interna dello smorzatore.

Il Campo magnetico si crea alimentando l'elettrocalamita. La forza esercitata dallo smorzatore MR dipende dall'intensità del campo magnetico nel fluido MR che passa attraverso l'orifizio dello smorzatore.

Quando il fluido MR è all'interno di un campo magnetico, le particelle di ferro nel fluido si allineano e uniscono a formare delle catene parallele alle linee di flusso, cambiando lo stato in semisolido aumentando la viscosità e conseguentemente variando la forza necessaria a far muovere il dispositivo.

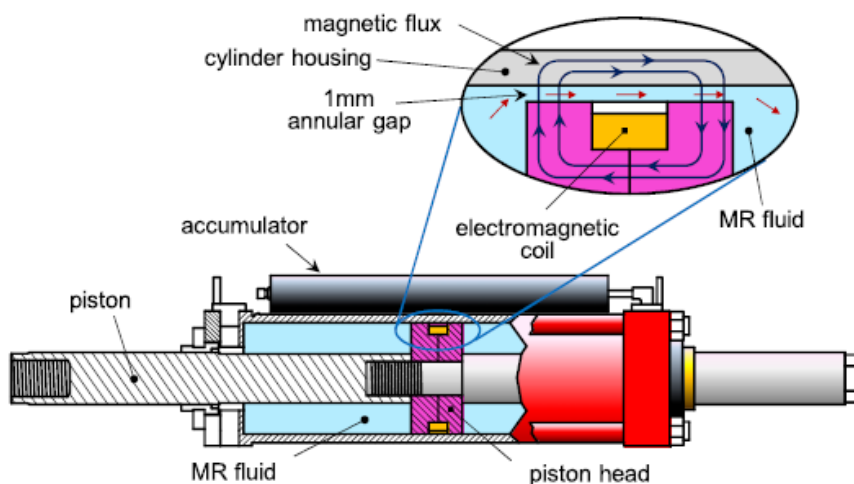


Figura 2-9: configurazione e Meccanismo di funzionamento

Grazie alla regolazione la corrente nella bobina, l'intensità del flusso magnetico generato dalla bobina può essere modificata, cambiando l'intensità della forza creata nello smorzatore. Tuttavia, la direzione della forza esercitata dallo smorzatore è determinata dal movimento del pistone, e non dipende dalla corrente dell'ingresso.

2-3-4 Modelli reologici per dispositivi MR

Molti modelli matematici sono stati sviluppati per descrivere efficacemente il comportamento reologico dei dispositivi MR (relazione tra forza e la deformazione o velocità) per analisi time history e vibrazioni casuali.

Tuttavia, i modelli reologici per smorzatori MR possono essere suddivisi in due categorie differenti: modelli non parametrici e parametrici.

Modelli non parametrici

I modelli non parametrici si basano solamente sul funzionamento del dispositivo. Di solito richiedono una grande quantità di dati sperimentali per mostrare la risposta fluida sotto condizioni di carichi operativi differenti. Modelli proposti in questa categoria sono basati su polinomi Chebyshev, reti neurali, sistemi neuro-fuzzy. E la loro applicazione è spesso ostacolata dalla loro complessità e ampia quantità dei dati sperimentali necessaria per la formazione o validazione dei modelli.

Modelli Parametrici

I Modelli parametrici sono rappresentati da una funzione matematica i cui coefficienti sono determinati attraverso un modello reologico, i valori dei parametri vengono regolati fino a quando i risultati quantitativi del modello corrispondono da vicino ai dati sperimentali.

Pertanto, la risposta dinamica del dispositivo MR è riprodotta da un rapporto semi - empirico. Numerosi modelli parametrici possono essere facilmente descritti da una opportuna combinazione di elementi meccanici e viscosi, come molle e dashpots.

Esistono diversi modelli matematici presentati in letteratura per descrivere il comportamento di un dispositivo MR. Tra questi, i modelli di “Bingham” e “Bouc-Wen” sono stati più frequentemente impiegati nelle simulazioni e nello sviluppo di algoritmi di controllo.

A- Modello viscoplastico di Bingham

Uno dei primi modelli parametrici sviluppati è il modello Bingham, che consiste in un elemento di attrito coulombiano in parallelo con un dashpot (elemento viscoso).

Pertanto la modellazione del fluido, in assenza di campo magnetico rappresenta il fatto che esso scorre liberamente e può essere modellato come un fluido Newtoniano. Quando è stato applicato un campo magnetico, tipicamente il fluido può essere modellato con il modello viscoplastico di Bingham. La tensione totale di snervamento vale:

$$\tau = \tau_y(H) \cdot \text{sgn}(\dot{\gamma}) + \eta_p \cdot \dot{\gamma}$$

In cui τ_y è la tensione di snervamento, che dipende dal campo magnetico H , $\dot{\gamma}$ è la velocità tangenziale ed η_p è il coefficiente di viscosità, definito come la pendenza della tensione tangenziale misurata rispetto alla velocità tangenziale. Per ciò che riguarda la modellazione del dispositivo, sicuramente il modello più semplice ed intuitivo è quello reologico di Bingham viscoplastico, costituito da uno smorzatore viscoso lineare posto in parallelo ad un componente ad attrito, Fig.2-8. La forza esplicata attraverso tale modello è pari a

$$F = F_y \cdot \text{sgn}(\dot{x}) + C_0 \cdot \dot{x} + f_0$$

In cui F_y rappresenta la forza di attrito, C_0 è il coefficiente di smorzamento viscoso, (questi due parametri dipendono dal voltaggio applicato), ed f_0 è una forza legata alla presenza dell'accumulatore all'interno del dispositivo, che si manifesta nel dato sperimentale con un offset sul valor medio. Infine la $\dot{x}$ rappresenta la velocità del dispositivo MR.

Proprio per la sua semplicità tale modello trova diverse applicazioni in letteratura. Ma questo modello descrive soltanto il comportamento dei fluidi al limite di snervamento (yield point), non può descrivere il suo comportamento nella regione pre-yield.

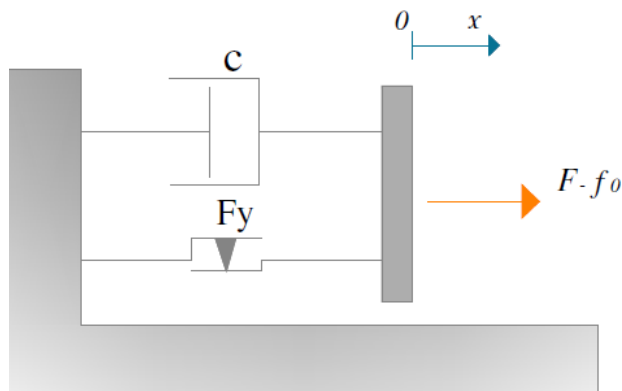


Figura 2-10: Modello reologico di Bingham

B-Modello reologico di Bouc-Wen

È un modello parametrico introdotto da Bouc (1967) e perfezionato da Wen (1976). Esso viene spesso utilizzato per descrivere i fenomeni isteretici in ingegneria strutturale e meccanica (come base isolator e smorzatori Magnetoreologici). Il comportamento isteretico è trattato in modo unitario da una singola equazione differenziale lineare senza necessità di distinguere diverse fasi. Pertanto, il modello può essere visualizzato come insieme di elementi reologici in parallelo: due molle (molla elastica e molla isteretica) e un dashpot (Figura 2-10).

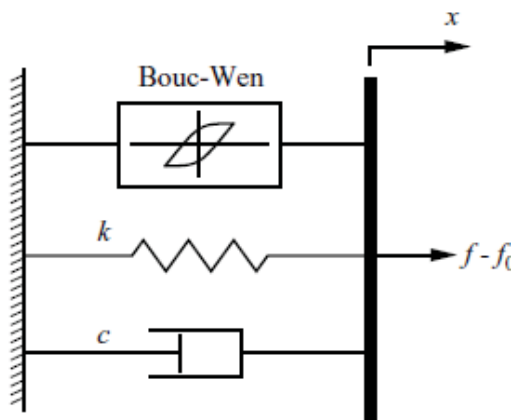


Figura 2-11: Modello reologico di Bouc-Wen

Formulazione del modello

Il modello può essere rappresentato dalle seguenti equazioni esprimenti una la “restoring force” $F(t)$ e l'altra è una equazione differenziale non lineare che fornisce $\dot{z}(t)$:

$$F = \alpha k_i x + (1 - \alpha) k_i z + c_0 \dot{x}$$

$$\dot{z} = A \dot{x} - \beta |\dot{x}| |z|^{n-1} z - \gamma \dot{x} |z|^n$$

Dove k_i indica la rigidità iniziale (pre-yield) della molla; c_0 è il coefficiente di viscosità e indica la capacità di smorzamento del sistema; α è il rapporto tra rigidità di post-yield e pre-yield ($\alpha = K_p/K_i$). z è la variabile isteretica (di solito chiamata lo spostamento di isteresi) che dipende da quattro parametri, (A , β , γ e n) che sono parametri adimensionali (non hanno chiari significati fisici) e sono responsabili per la forma e le dimensioni dei cicli isteretici;

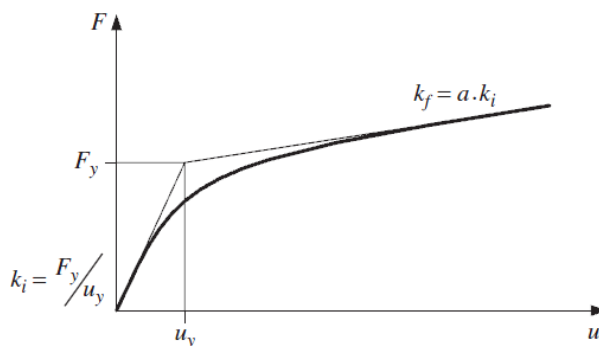


Figura 2-12: Rigidezza di post-yield (k_f) e pré-yield (k_i) in modello Bouc-Wen

In ogni istante di tempo, il comportamento del modello di Bouc-Wen può essere diviso in quattro segmenti seconda del segno di $\dot{u}$ ($\dot{x}$), z . Nella figura, la risposta sotto eccitazione ciclica è mostrata in Fig. 2-13, in cui la linea puntata indica il percorso della risposta elastica. I punti A e C significano inversione di segno della velocità $\dot{u}$, mentre i punti B e D significano inversione di segno della forza isteretica o equivalentemente del parametro di isteresi z .

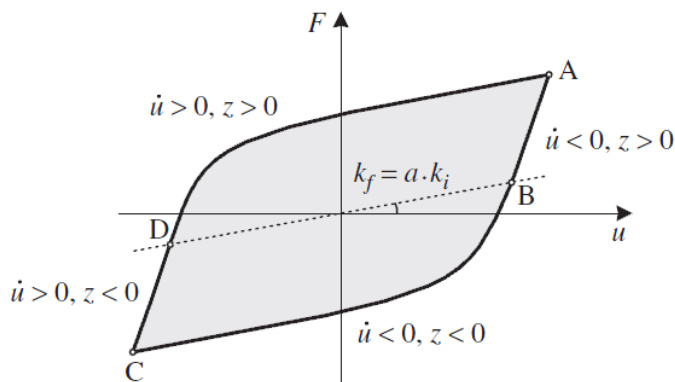


Figura 2-13: Risposta del modello di Bouc-Wen sotto eccitazione ciclica

Identificazione dei parametri

L'obiettivo del metodo di identificazione dei parametri è di trovare sia i parametri (A , n , β , γ) quando la forza di uscita (output force) del modello corrisponde il più vicino possibile alle risposte dispositivo reale. Generalmente gli utilizzatori del modello Bouc-Wen fissano alcuni parametri a valori arbitrari, quindi cercano di trovare i rimanenti. Altri ricercatori, confrontano la forma finale del diagramma forza-spostamento, o forza-velocità con quella corrispondente al risultato dei test.

Tuttavia, l'identificazione dei parametri del modello "Bouc-Wen" consiste nel proporre un (o più) segnale ingresso (input) e un algoritmo d'identificazione che utilizza la misura della forza del dispositivo (output) per determinare i parametri ignoti del modello.

Come già indicato nel paragrafo precedente, il modello Bouc-Wen per la sua capacità matematica può rappresentare il comportamento non lineare di isteresi. Perciò questo modello è utilizzato ampiamente in ingegneria strutturale per descrivere il comportamento dei dispositivi MR e degli isolatori elastomerici ma, a causa dell'incorporazione della dinamica interna riguardo alla variabile isteretica z , singolarità indesiderate possono apparire nel processo d'identificazione del modello.

C-Modello reologico proposto da Spencer (Bouc-Wen modificato)

Un altro modello, proposto da Spencer, utilizza invece l'elemento Bouc-Wen, assemblando in serie e in parallelo elementi elastici (molle elastiche) e viscosi (dashpot). Le equazioni che lo descrivono sono le seguenti:

$$F = \alpha z + c_0(\dot{x} - \dot{y}) + k_0(x - y) + k_1(x - x_0)$$

$$F = c_1\dot{y} + k_1(x - x_0)$$

In cui k_1 rappresenta la rigidità dell'accumulatore C_0 è il coefficiente di smorzamento viscoso; il dashpot, rappresentato con C_1 , è incluso nel modello per produrre il roll-off che è stata osservata nei dati sperimentali a bassa velocità, k_0 è presente per controllare la rigidità a grandi velocità, ed x_0 è lo spostamento iniziale della molla k_1 associata con la forza nominale dello smorzatore dovuta all'accumulatore.

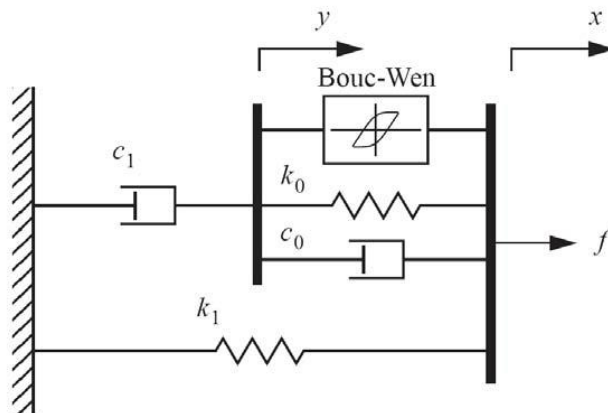


Figura 2-14: Modello reologico proposto da Spencer et al. (Bouc-Wen modificato)

D- Modello di Oh e Onoda (Modello equivalente per FEM)

Oh e Onoda (2002) hanno presentato un modello strutturale equivalente sulla base degli elementi molle, dashpot e attrito, come mostrato in Figura 2-14. Il modello con massa concentrata è stato implementato in ABAQUS / standard con User Element subroutine "connettore intelligente".

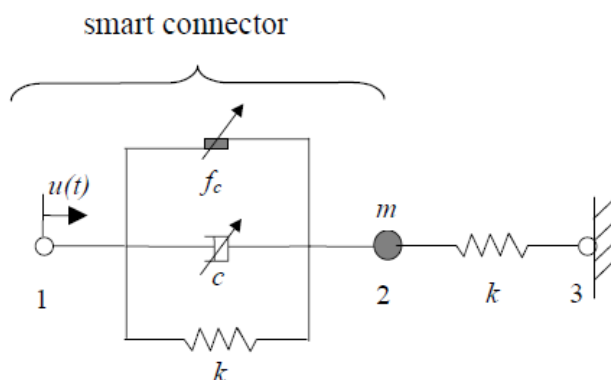


Figura 2-15: Modello equivalente di MR - damper

Il modello matematico dello **smart connector** è una parte dello smorzatore totale ed è composto da tre elementi: la molla, lo smorzatore viscoso variabile e un elemento di frizione variabile.

Il campo magnetico è applicato per adeguare il comportamento dell'elemento viscoso e di attrito. La forza nodale interna F_{int} dello "smart connector" è definita come segue:

$$F_{int} = F_s + F_d + F_c$$

2-3-5 Strategia e algoritmo di controllo

Smorzatori magneti-reologici possono essere utilizzati in modalità passiva o semi-attivo per il controllo della vibrazione:

A-Sistema di controllo passivo

In un sistema di controllo passivo, mostrato nella figura 2-15, una corrente costante è fornita allo smorzatore MR. Senza dati di feedback dal controllore, la forza di smorzamento viene generata passivamente dal movimento dello smorzatore. Il controllo passivo-on e passivo-off sono casi in cui la corrente è massima o nulla.

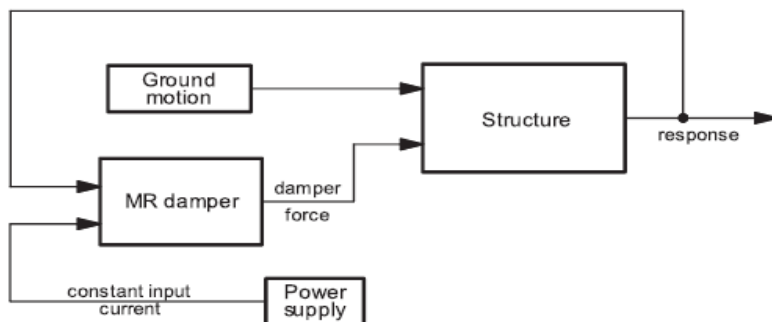


Figura 2-16: Diagramma a blocchi per il controllo strutturale passivo con MR damper

B-Sistema di controllo semi-attivo

Dispositivi semi-attivi possono adattativamente rispondere al moto del suolo (input) e la risposta della struttura (output) è basata sui dati di feedback e sull'algoritmo di controllo. Questa funzione può migliorare le prestazioni delle strutture mediante riduzione della domanda di spostamento e accelerazione rispetto a quelle strutture con dispositivi passivi.

La maggior parte degli algoritmi di controllo semi-attivi precisa la corrente di comando (command current), basato sulla semplice regola on / off. La corrente di comando valuta lo stato di una struttura e determina quando aumenta la forza di smorzamento, utile per ridurre la risposta della struttura. In altre parole, il sistema di controllo semi-attivo immette la massima corrente (cioè on-mode) nello smorzatore per massimizzare i vantaggi. Altrimenti, s'immette solo la corrente minima (cioè, off-mode) nello smorzatore.

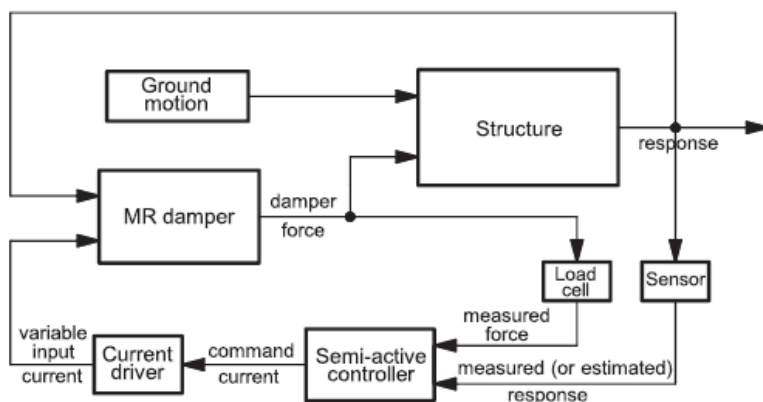


Figura 2-17: Diagramma a blocchi per il controllo strutturale Semi Attivo mediante MR damper

Le variabili del modello del dispositivo MR sono identificate nella figura 2-17:



Figura 2-18: variabili dell'input / l'output dello smorzatore MR

Dove $F(t)$ è la forza di uscita dello smorzatore MR, $x(t)$ e $\dot{x}(t)$ sono lo spostamento di ingresso e la velocità dello smorzatore, rispettivamente. Il voltaggio d'ingresso v è il voltaggio di comando applicato alla bobina dello smorzatore MR.

Algoritmo di controllo

Dato che i sistemi di isolamento alla base spesso mostrano un comportamento non lineare, anche gli smorzatori MR sono dispositivi altamente non lineari; lo sviluppo di algoritmi di controllo per approfittare le loro caratteristiche appare impegnativo, le diverse strategie di controllo che sono state proposte per l'uso di questi dispositivi possono essere classificate come modelli di controllo base (Lyapunov function e optimal-control base algorithm), e di controllo intelligente

Clipped' Semi Active Optimal Control

Come già indicato nel capitolo 1, l'applicazione diretta di questi algoritmi, nati per il controllo attivo, consiste in un tipo di controllo "bang-bang" che genera nello smorzatore una forza di controllo che determinato da un Regolatore Lineare Quadratico (LQR), in combinazione con una forza di feedback loop.

Johnson ha eseguito uno studio in merito all'applicabilità di questo metodo di controllo semi-attivo, utilizzando l'algoritmo cosiddetto clipped-optimal ed uno smorzatore MR in parallelo con un sistema di isolamento di base (LRB).

Nella versione modificata (Semi-attivo), la forza di controllo è soggetta al vincolo di passività (dove Δ è la deformazione effettiva dell'attuatore):

$$u(z(t), \dots, t) \Delta(t) \leq 0,$$

In generale, quindi, ottenuta (per ogni t) la forza di controllo ottimale u_{opt} quale risultato del processo di ottimizzazione, la si confronterà con il legame costitutivo dell'elemento; tenendo conto dei vincoli, e si otterrà il parametro meccanico 'ottimale' del dispositivo.

2-4 Dispositivi elastomeri magneto-reologici (MRE)

Il dispositivo Elastomero Magnetoreologico (MRE) è noto per la sua capacità di cambiamento del modulo di taglio e anche delle proprietà di smorzamento quando è esposto ad un campo magnetico. Esso ha un grande potenziale per lo sviluppo dei dispositivi di riduzione delle vibrazioni.

Numerose ricerche, soprattutto in ingegneria meccanica, sono stati concentrati su diversi tipi di supporti anti-vibranti e smorzatori, per quanto pochi ricerca affronta il suo potenziale nel sistema (semi-attivo) dell'isolamento di base in applicazione di ingegneria civile.

2-4-1 Materiale MRE

Sono una classe di solidi che consistono di matrice polimerica con micro o nano-particelle ferromagnetiche (come il ferro carbonile). Come conseguenza di questa microstruttura composita, le proprietà meccaniche di questi materiali possono essere controllati mediante l'applicazione di campo magnetico.

Componenti materiali MRE

Un materiale MRE è composto di tre componenti: le particelle polarizzate, matrice e additivi

A-Particelle Ferrose:

Le particelle sferiche di ferro-carbonile sono generalmente utilizzate come materiale di riempimento per fabbricare materiale MRE. Sono preparate mediante decomposizione termica di ferro pentacarbonile $\text{Fe}(\text{CO})_5$ e la dimensione generale di ogni particella è dell'ordine di pochi micron.

Particelle ferro-carbonile vengono utilizzate perché hanno valori alti ($M_s = 2,1$ tesla) di saturazione della magnetizzazione in confronto agli altri elementi metallici e anche hanno alta permeabilità e basso residuo di magnetizzazione.

Particle's type	Manufacturer	Designation	Shape	Particle size (manufacturer's data) [μm]	Average particle size (Horiba LA-950) [μm]	Saturation magnetization [emu/g]
carbonyl iron	Fluka	Fe	spherical	6-9	9	217
carbonyl iron	BASF	Fe HQ	spherical	1-2	1,4	215
iron	PYRON	Fe PYRON	irregular	no data	74	209

Tabella 2-3: Caratteristiche delle particelle ferromagnetiche utilizzate per la fabbricazione MRE

B-Matrice polimerica (solidi non magnetici)

Generalmente la matrice è costituita da materiali elastomerici come la gomma naturale e la gomma di silicone. (gomma che viene vulcanizzata con silicone per ottenere un migliore comportamento meccanico e termico)

Material	Viscosity (mPas)	Density (g/cm^3)	Glass transition temperature ($^{\circ}\text{C}$)		Hardness ($^{\circ}\text{ShA}$)	Young's modulus (MPa)
			Soft segments	Hard segments		
PU 70/30	8000	1.03	-64	41	<10	0.1
EPU 2.5	1400	1.26	-23	165	87	14

Tabella 2-4 Proprietà fisica e meccanica di elastomeri utilizzati per fabbricazione MRE

C-Additivi:

Gli additivi sono usati per diminuire il modulo base di materiali MRE. Quando le molecole di additivi entrano nella gomma, gli spazi tra le molecole di gomma sono aumentati e l'aggregazione fra le molecole è diminuita. Gli additivi possono aumentare la plasticità e la fluidità della matrice, quindi sono ideali per la realizzazione dei materiali MRE.

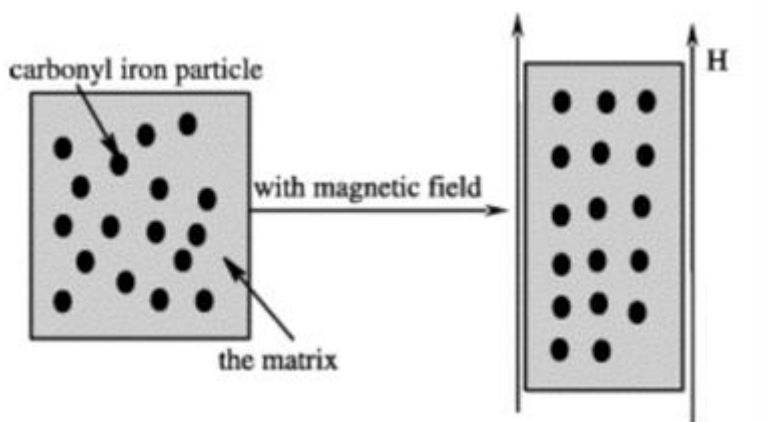


Figure 2-19: Rappresentazione schematica di elastomeri MR (Eemet al.,2011; Ismail et al.,2013)

La fabbricazione di un campione di MRE

I MRE sono tipicamente preparati mediante il processo di vulcanizzazione per i polimeri. Il materiale polimerico (per esempio gomma siliconica) allo stato liquido viene miscelato con la polvere di ferro e gli altri additivi per migliorare le proprietà meccaniche.

L'intera miscela viene poi curata ad alta temperatura (120°C). L'indurimento in presenza di un campo magnetico induce le particelle di ferro ad organizzarsi in catena come strutture risultanti in un materiale anisotropo. Se il campo magnetico non viene applicato, le particelle di ferro sono distribuite in modo casuale nel solido così risultando in un materiale isotropo.

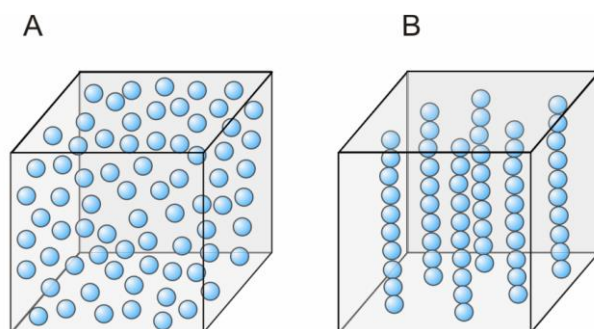


Figura 2-20: Schema Microstruttura di MRE: A - isotropo, B - distribuzione spaziale anisotropa delle particelle

2-4-2 Smart base isolation system

Come già indicato nel primo capitolo l'isolamento sismico è stato ampiamente utilizzato nella protezione sismica delle strutture, come edifici e ponti, e la sua efficacia è stata dimostrata in pratica durante i terremoti.

Nella maggior parte delle strutture isolate alla base (controllo passivo) sono stati utilizzati cuscinetti di gomma (a basso o ad alto smorzamento) armata con lamierini metallici, progettati per soddisfare i requisiti d'isolamento in base alle caratteristiche dei terremoti, alle strutture e alle condizioni geologiche. Perciò quando il sistema dell'isolamento di base è progettato ed installato, non può far luogo a cambiamenti delle caratteristiche dei terremoti, né delle strutture.

In altre parole, gli attuali dispositivi d'isolamento di base sono principalmente passivi e e efficaci solo in una stretta banda di frequenze. Soprattutto, la vulnerabilità del sistema di isolamento tradizionale durante i terremoti di “far-source” o “near-source” diventa una grande preoccupazione. Invece gli isolatori MRE possono operare in un vasto campo di frequenze e tollerare grandi deformazioni di taglio e hanno un tempo di risposta molto veloce, il che è desiderabile per applicazioni di controllo sismiche.

Isolatori sismici MRE

Negli anni recenti, sono stati pubblicati alcuni studi teorici e sperimentali che hanno cercato di risolvere gli svantaggi degli isolatori tradizionali causati dalla loro natura intrinseca passiva.

Un grande sforzo è stato quindi dedicato per migliorare le prestazioni del sistema tradizionale di isolamento di base mediante lo sviluppo di un sistema molto innovativo comprendente un nuovo isolatore di base adattativo utilizzando l'elemento di gomma controllabile (MRE).

Yancheng Li e Jianchun Li (2012) hanno progettato e realizzato un prototipo di isolatore MRE altamente regolabile ottenuto trasformando un cuscinetto in gomma tradizionale.

Questo sistema ha superato i difetti dell'isolatore di base tradizionale, causati dalla sua struttura passiva intrinseca, sostituendo l'elemento di gomma ordinario con il nuovo elastomero morbido MR il cui modulo di taglio può essere modificato dal campo magnetico applicato.

La configurazione degli isolatori sismici MRE, come mostrato in figura 2-10, segue il disegno del cuscinetto tradizionale di gomma inserendo però strati sottili di MRE e armature costituite da piastre in acciaio.

Nei prototipi, delle bobine sono collocate all'esterno del cuscinetto per fornire un campo magnetico uniforme quando esse siano alimentate con corrente elettrica. Il solenoide è costituito da filo di rame avvolto su supporto non magnetico sottile come illustrato in figura 2-20. Per migliorare ulteriormente il campo magnetico nell'isolatore, un involucro cilindrico in acciaio (yoke) è installato intorno alla bobina per formare un circuito magnetico chiuso. Per consentire il movimento del dispositivo, è consentito un piccolo spazio di 5 mm tra la piastra superiore e l'involucro di acciaio.

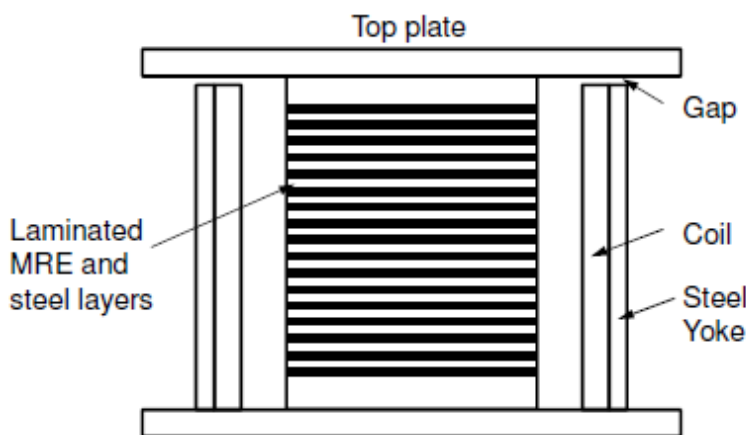


Figura 2-21: Sezione dell'isolatore sismico MRE

2-4-2 Modello isteresi per Isolatore MRE

Un isolatore MRE è un dispositivo intelligente con comportamento non lineare e isteresi, il modello Bouc-Wen (con alcuni vincoli) è un modello capace di simulare la risposta di isteresi dei dispositivi MRE per l'isolamento sismico alla base.

Modello proposto (da Yancheng Li e Jianchun Li)

Rispetto al modello relativamente complicato di Bouc-Wen, un semplice modello viene presentato per modellare il comportamento non lineare dell'isolatore MRE. Il modello comprende smorzatore viscoso, la rigidità della molla e una componente di isteresi. La struttura del modello proposto è mostrata in Figura 2-21

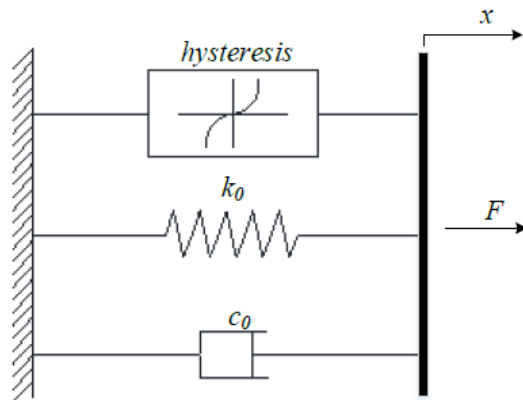


Figura 2-22: Schema del modello proposto isolatore MRE

In termini di espressioni matematiche, il modello utilizza una funzione seno iperbolico per descrivere il comportamento di isteresi e una funzione lineare per descrivere la viscosità e la rigidezza. L'espressione del modello è data come:

$$F = c_0 \dot{x} + k_0 x + \alpha z + F_0$$

$$z = \sinh(\beta x)$$

Dove C_0 e K_0 sono i coefficienti viscosità e rigidezza; α è il fattore di scala dell'isteresi; z denota la variabile isteresi in funzione seno iperbolico; β è il fattore di scala dello spostamento dell'isolatore ed è definito dalla pendenza del ciclo di isteresi; F_0 è il valore di offset della forza isolante.

Capitolo 3 Modellazione numerica delle risposte sismiche di pannelli murari

3-1 Introduzione

In questo capitolo, per la valutazione della capacità sismica delle strutture in muratura, è stata eseguita l'analisi parametrica in "Time History" di un pannello murario modellato ad elementi finiti con il codice ABAQUS di caratteristiche rappresentative delle condizioni effettive di sollecitazione di maschi in muratura. Il segnale sismico utilizzato nelle analisi è stato derivato dalla registrazione della componente di accelerazione orizzontale del terremoto avvenuto a Bam nel 2003.

Panoramica generale

Prima di affrontare il problema dell'analisi sismica delle strutture in muratura è necessario comprendere il comportamento sismico del generico edificio in muratura.

In molte parti del mondo, soprattutto in climi caldi, (dove l'inerzia termica gioca un ruolo centrale) le costruzioni in muratura hanno avuto un elevato sviluppo, grazie alla relativa semplicità di posa in opera del materiale ed alla semplicità di ricavare gli elementi principali. E quindi questo sistema costruttivo è stato usato non solo per costruire semplici strutture residenziali, ma anche è stato impiegato per realizzare dei grandi monumenti (chiese, cattedrali, moschea, mausolei, torri e ponti in muratura).

Gli edifici in muratura costituiscono una parte considerevole del patrimonio edilizio e monumentale persiano (e anche italiano) e inoltre i sismi più recenti (come L'Aquila - 2009 e BAM -2003) hanno provocato danni più o meno gravi a causa di azioni di taglio nel piano. Questi manufatti (con loro valori storici e artistici) sono caratterizzati da elevata vulnerabilità e richiedono allo stesso tempo interventi di valutazione della sicurezza e di consolidamento strutturale (retrofit) quando sono danneggiati.

Quindi, per l'edilizia storica, si pone un problema generale di conoscenza delle caratteristiche della muratura, prima di tutto, poiché la scelta dell'intervento più appropriato, ossia della giusta combinazione di tecnica esecutiva e materiali, è strettamente legata alle caratteristiche proprie della muratura oggetto del

consolidamento. È inoltre necessario, oltre a raggiungere un'approfondita conoscenza della muratura (morfologia, tipologia, materiali) e del suo comportamento meccanico ma anche dei materiali impiegati negli interventi, nonché della compatibilità chimico-fisica degli stessi per esigenze di rispetto dell'autenticità e dell'integrità storica.

Tra i metodi più avanzati, che hanno dimostrato la notevole efficacia nella riduzione risposta sismica, il controllo della vibrazione attraverso i dispositivi antisismici può fornire efficaci soluzioni per il consolidamento degli edifici storici in muratura.

3-2 Aspetti generali della muratura

Il generico pannello murario è composto da due elementi: blocchi (naturale o artificiale) e giunti (malta), e rappresenta una delle più antiche tecniche costruttive.

Inoltre l'utilizzo della muratura come materiale da costruzione, come per ogni altro materiale, presenta aspetti positivi e negativi. Se dal punto di vista della sostenibilità i vantaggi possono essere numerosi, è necessario anche comprendere la bontà del materiale dai punti di vista energetico e strutturale.

Le caratteristiche che qualificano il comportamento meccanico della muratura sono:

-Disomogeneità (differenza di comportamento da punto a punto)

-Anisotropia (differenza di comportamento nelle diverse direzioni)

-Asimmetria di comportamento compressione-trazione

La resistenza ai carichi verticali e sismici

Il comportamento strutturale degli edifici in muratura è in generale molto complesso per la caratteristica disomogeneità del materiale. Le murature offrono ottima resistenza ai carichi verticali (peso proprio, carichi variabili) che manifestano sostanzialmente effetti di compressione. Inoltre, il comportamento in compressione della muratura è fortemente influenzato dalle caratteristiche meccaniche dei due componenti base: malta e mattoni. La differenza di rigidità tra i due componenti implica che, in uno stato di compressione, l'interazione genera trazioni "orizzontali" nel materiale più rigido (tipicamente i mattoni), e compressioni nell'elemento più cedevole (tipicamente la malta). E per assemblaggi di muratura di mattoni pieni, Binda e altri (1988) hanno riscontrato un comportamento fragile con andamento pre-picco lineare o bilineare; forti non linearità si riscontrano nel caso di compressioni superiori al 75% della resistenza di picco.

I carichi sismici che si manifestano con azione orizzontali possono indurre stati sollecitazione (trazioni) incompatibili con la capacità di resistenza del materiale e producono lesioni che contribuiscono a far decrescere rapidamente la rigidezza del sistema.

Ciò che tuttavia è comune a tutte le tipologie murarie, è che esse sopportano bene elevati carichi di compressione, mentre è scarsa la resistenza a trazione, (circa 1/30 dei valori di compressione) e quindi trascurabile. Le murature hanno anche scarsa duttilità (la capacità di offrire resistenza anche al superamento della fase elastica,) e quindi questi tipi di edifici non possono sopportare i momenti e tagli che si sviluppano durante gli eventi sismici e raggiungono il collasso al termine della fase elastica. Di conseguenza, qualsiasi terremoto significativo, che sia capitato nelle regioni in cui l'architettura in muratura è comune, ha prodotto morti tragiche e considerevoli danni materiali.

3-2-1 Meccanismi di collasso locali e globali delle pareti murarie

Il meccanismo di collasso essenzialmente dipende dalla geometria del setto murario, dalle condizioni al contorno, dall'entità dei carichi verticali e dalle caratteristiche di malta, mattoni e della loro interfaccia.

Dal punto di vista della teoria, meccanismi di collasso di pannelli murari soggetti a forze orizzontali possono essere distinti secondo due fondamentali modalità di collasso, detti meccanismi di I e II modo (Antonino Giuffrè, 1993).

Per meccanismi di **I modo** (meccanismi locali), si intendono quei cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura **fuori dal proprio piano**. In tale meccanismo, la muratura non ha capacità resistente apprezzabile e quindi di fatto viene trascurata, inoltre la rottura si verifica prevalentemente per ribaltamento, flessione o instabilità. Più in generale la risposta delle pareti sollecitate fuori del piano dipende dalle condizioni di vincolo al contorno; se la parete è semplicemente appoggiata alla base si genera una semivolta di scarico. (Figura 3-1 a)

Fin dall'antichità era ben chiaro che i meccanismi di ribaltamento fuori piano costituiscono il punto di maggiore vulnerabilità delle costruzioni in muratura.

I meccanismi di **II modo** (meccanismi globali) riguardano invece la risposta della **parete nel proprio piano**, con tipici danneggiamenti per taglio e flessione. E la grande resistenza che una parete offre nel proprio piano è indice della potenzialità che essa ha

come elemento strutturale portante e di controventamento in questa direzione. La rottura si manifesta prevalentemente per taglio diagonale o flessione negli spigoli.

La figura seguente mette in luce le meccaniche di comportamento della muratura.

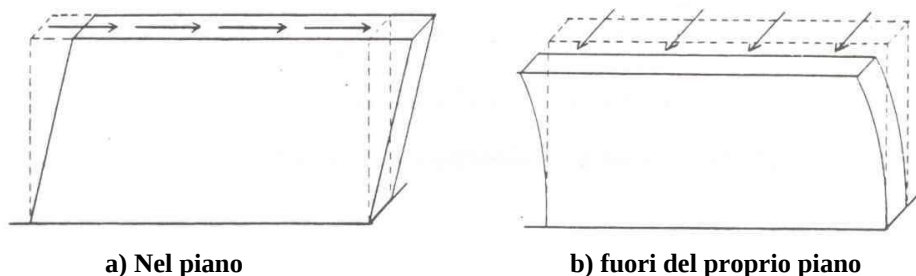


Figura 3-1 Meccanismi di rottura delle pareti murarie (Meccanismi di Rondelet)

3-2-2b Pannelli murari sollecitati nel proprio piano

Diversi studi hanno analizzato, nel passato, il comportamento di queste strutture soggette ad eccitazioni di tipo sismico; ad esempio Magenes e Calvi (1997) hanno così classificato i possibili modi di rottura per murature sotto carichi “orizzontali” agenti nel piano:

A-Meccanismi per pressoflessione (schacciamento/ribaltamento)

Nel caso di collasso per flessione le fessure sono concentrate in corrispondenza delle sezioni estreme incastrate, in prevalenza si assisterà a fessure per trazione, più rari i fenomeni di plasticizzazione per compressione.

Per quanto riguarda il meccanismo di schacciamento, se le tensioni di compressione superano la resistenza a compressione della muratura si verifica uno schacciamento in corrispondenza della parte compressa della sezione trasversale della parete.

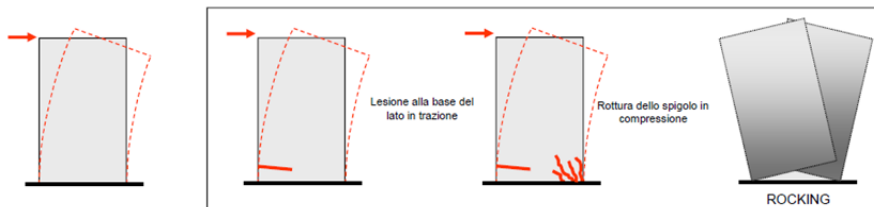
MECCANISMI PER
PRESSOFLESSIONE

Figura 3-2 Meccanismi pressoflessione (tratto da dispense corso consolidamento di prof. lagomarsino)

B-Meccanismi per taglio e scorrimento

Le forze sismiche che agiscono sul piano dei muri, e generano sforzi di taglio che producono fessure, Questi tipi di rottura sono fra i più frequenti nelle costruzioni in muratura ed è necessaria la valutazione di un doppio fenomeno:

B-1 Collasso per fessurazione diagonale (rottura del concio)

Le forze sismiche che agiscono sul piano dei muri, generano sforzi di taglio che producono fessure caratterizzando un quadro fessurativi costituito da fessure diagonali nella porzione centrale del pannello con i classici segni di debolezza strutturale: crepe a “X” (croce di Sant’Andrea) sono causate dalle sequenze del moto del terreno, che genera forze di taglio che prima agiscono in una direzione e poi in quella opposta, in due tipi:

- 1- Lesione a Scaletta nei giunti orizzontali e verticali (collasso a taglio dei letti di malta)
- 2- Lesione passante tra giunti e blocchi

B-2 Collasso per scorrimento nei giunti orizzontali

Il meccanismo di rottura per scorrimento si realizza in seguito alla formazione di piani di scorrimento lungo i letti di malta nelle sezioni di estremità della parete (figura 3-3a). La sconnessione nei giunti orizzontale può verificarsi in murature con malta di qualità scadente (bassi coefficienti di attrito) e carichi verticali modesti.

MECCANISMI PER TAGLIO

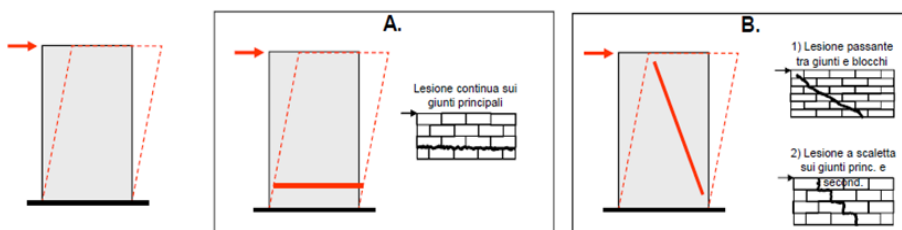


Figura 3-3 Meccanismi di taglio e scorrimento della muratura

C- Meccanismi misti

Fessure iniziali sono quasi sempre presenti negli edifici storici in muratura, come risultato dell'attività sismica passata, dei cedimenti di fondazione o di assestamenti. Le cricche, di solito, si sviluppano nelle zone ad alta concentrazione di sforzi: agli angoli di porte e finestre, all'intersezione di muri perpendicolari e alla base degli stessi e nella maggior parte delle situazioni si possono creare vari tipi di danno che non agiscono indipendentemente tra loro, bensì in combinazione.

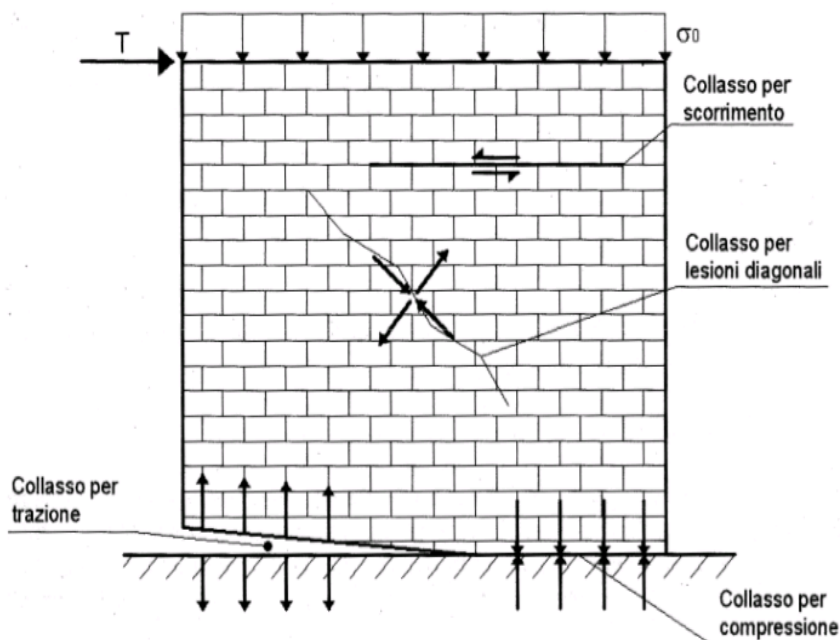


Figura 3-4 Danni sulla parete per diversi tipi di rottura

3-2-3 Relazione tra Snellezza modalità di collasso delle pareti nel piano

Come è stato riportato nella tabella 3-4, La modalità di rottura con cui un pannello di muratura arriva al collasso (pressoflessione o taglio) dipende essenzialmente dalla snellezza ovvero rapporto B/H (base/ altezza).

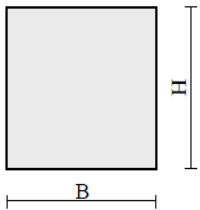
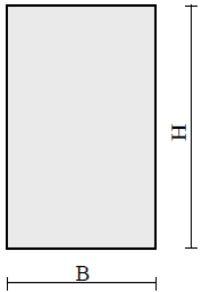
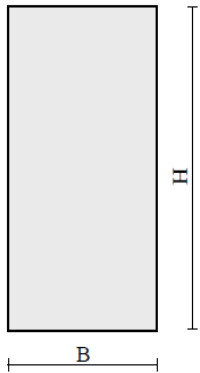
Parete tozza B/H=1	Parete media B/H=0.75	Parete snella B/H=0.5
		

Tabella 3-4: rapporti di snellezza delle pareti sperimentate da Giuffrè (1993).

Pannelli murari caratterizzati da bassi valori del rapporto B/H (pareti snelle) e soggetti a piccoli carichi assiali presentano una risposta di tipo prevalentemente flessionale. Nel collasso di tali pareti il fenomeno della parzializzazione della sezione ha un ruolo primario e si perviene a un meccanismo di rottura per schiacciamento o ribaltamento.



Figura 3-5: Meccanismo di rottura (ribaltamento) per pareti snelli

Invece nel caso pannelli murari che i valori del rapporto B/H circa pari all'unità (pareti tozze) e soggette ad elevati carichi assiali (per esempio i maschi murari dei piani bassi di un edificio) il comportamento è fondamentalmente di tipo tagliante. In questo caso la parzializzazione della sezione è fortemente limitata dalla precompressione dovuta al carico assiale e viene evidenziata la deformabilità a taglio.

Risposte isteretiche

Per un sistema a singolo grado di libertà, la risposta può essere caratterizzata come risposta isteretica secondo il modello di Takeda (rappresentativo per c.a. e materiali fragili come muratura).

Come è stato illustrato nella figura 3-6, la risposta sismica (in termini di spostamento) di una parete che presenta un comportamento di tipo flessionale è caratterizzata da cicli di isteresi molto stretti. Al limite, se il pannello murario viene schematizzato come un corpo rigido e il suolo come un vincolo rigido unilatero, si ottiene un comportamento elastico non-lineare, caratterizzato da un ciclo di isteresi nullo.

È inoltre possibile osservare come all'aumentare del numero di cicli non si ha un sensibile degrado di rigidezza o di resistenza.

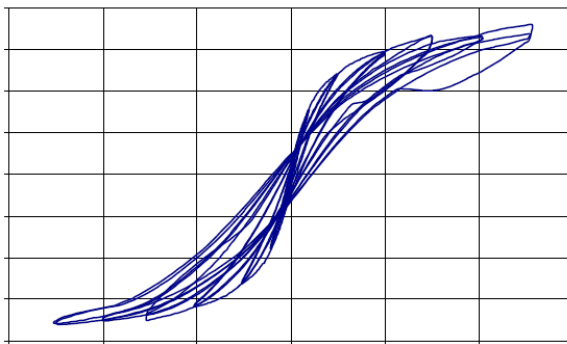


Figura 3-6: Comportamento di una parete snella (ribaltamento)

In una parete in cui nella risposta complessiva la componente a taglio risulta prevalente rispetto a quella flessionale, si riscontrano cicli di isteresi piuttosto contenuti fino al raggiungimento di un valore di picco della forza (V_{max}), in corrispondenza del quale, come verrà meglio descritto nel paragrafo successivo, avviene la formazione di fessure diagonali. Oltre tale valore si osserva un significativo degrado sia della rigidezza che della resistenza e cicli di isteresi molto ampi. Nella figura 4 è rappresentato un esempio di tale comportamento.

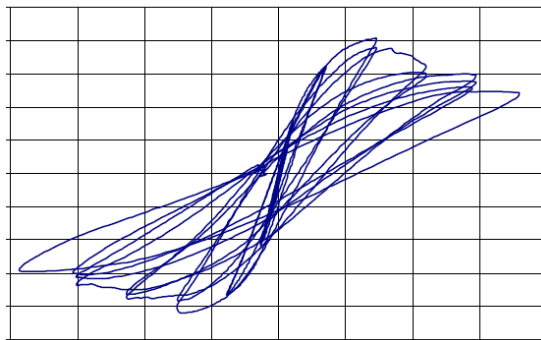


Figura3-7: Comportamento di una parete tozza(taglio)

3-3 Modellazione numerica degli edifici in muratura

Le maggiori difficoltà riguardanti l'analisi delle strutture in muratura, sono dovute al fatto che questo è un sistema costruttivo composito che deriva dall'assemblaggio tra mattoni e malta e dovute principalmente ai giunti di malta che fungono da piani deboli. Inoltre la modellazione delle strutture in muratura (soprattutto gli edifici storici), rimane un problema complesso poiché esse non possono essere efficacemente trattate con le ipotesi semplificative comuni (isotropia, comportamento elastico, omogeneità del materiale), perché le strutture murarie sono costituite da un materiale composto, le cui caratteristiche meccaniche sono difficilmente valutabili ed estremamente variabili e anche le caratteristiche da attribuire ad un elemento in muratura dipendono in misura maggiore dalla tecnica costruttiva seguita in fase di costruzione piuttosto che dalle proprietà dei materiali componenti.

In letteratura vengono proposte numerose strategie, in funzione delle esigenze di accuratezza dell'analisi, ma anche della necessità di semplificazione. Pertanto, l'obiettivo finale della modellazione delle strutture, non solo nell'ambito della muratura, è quello di creare degli strumenti numericamente robusti, in grado di predirne il comportamento a partire dal campo elastico, passando attraverso la fase fessurativa, fino alla completa perdita di resistenza,

3-3-1 Sintesi storica delle strategie di modellazione delle strutture murarie

I ricercatori da anni tentano di individuare una strategia di analisi che permetta di "standardizzare" le procedure di calcolo così come è stato fatto per altre tipologie costruttive come il calcestruzzo armato e l'acciaio.

Nel XIX secolo si diffusero tecniche di statica grafica, utilizzate soprattutto per valutare la sicurezza degli archi e delle volte, basate sulla costruzione della curva delle pressioni. Tuttavia è solo nel secolo scorso che metodi scientificamente più solidi si affermano. Tra questi, uno dei metodi che ha avuto più ampia diffusione. È quello dell'**analisi limite**. In tale metodo si mira esclusivamente a determinare il carico ultimo della struttura e il meccanismo di collasso, senza ricevere alcuna informazione sulla deformabilità della struttura.

Il metodo ad elementi finiti (FEM) nato nella seconda metà degli anni '50 con i lavori di Argyris e di Turner et al. consente un approccio completo al problema. Nel metodo FEM si sono diffusi modelli strutturali sempre più raffinati, supportati anche dal progresso dei mezzi di calcolo.

In tale metodo, la struttura è discretizzata in piccole porzioni chiamate "elementi finiti". Il comportamento di ciascun elemento, come ad esempio il modulo di elasticità o conduzione termica, e le condizioni al contorno deve essere definito.

Metodi di calcolo avanzati di modellazione degli edifici in muratura

Negli ultimi anni sono stati compiuti molti tentativi per sviluppare modelli di calcolo efficaci per le strutture in muratura. I risultati più validi sono stati ottenuti nella modellazione di pareti soggette a carichi statici monotoni, mentre un modello efficiente per la caratterizzazione ciclica delle murature non è ancora stato sviluppato, quindi la necessità di un modello ciclico non lineare affidabile è emerso negli ultimi anni in relazione alla sempre maggiore importanza dell'analisi dinamica non lineare e contemporaneamente alla maggior disponibilità di potenza di calcolo offerta dai moderni computer, capaci di gestire analisi di peso e complessità impensabili sino a qualche anno fa.

L'approccio agli elementi finiti non lineari è certamente il più versatile nell'ambito degli approcci più accurati disponibili in letteratura. La muratura viene in genere schematizzata mediante elementi finiti piani o solidi, ai quali vengono associati legami costitutivi con diverso comportamento a trazione e a compressione.

In particolare le leggi costitutive sono caratterizzate da una resistenza a trazione limitata o nulla. (no tension). Essendo, infatti, la muratura, un materiale con comportamento fratturante, particolare attenzione va prestata al tipo di legame costitutivo e di modello meccanico utilizzato.

3-3-2 La scala di modellazione

In letteratura nell'ambito dell'analisi delle strutture in muratura esistono diversi metodi di modellazione per la simulazione del suo comportamento mediante elementi finiti non lineari; i modelli utilizzati sono classificati nel seguente modo:

A: Modelli continui (o macro-modello):

Nei modelli continui, viene seguito un approccio di tipo macroscopico, nel quale non si distingue più tra gli elementi che costituiscono la tessitura muraria e i giunti di malta. In essi viene utilizzato un unico elemento finito per rappresentare il comportamento della muratura pensata come solido omogeneo;

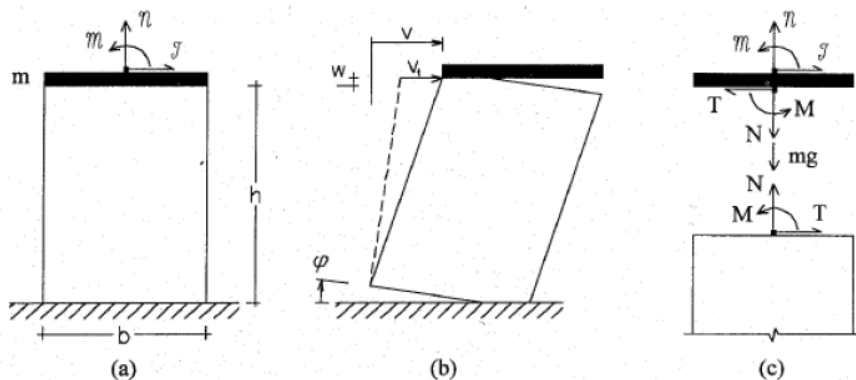


Figura 3-8 Rappresentazione schematica del modello a macro-elementi (di Brencich e Lagomarsino)

Recentemente, Calderini e Lagomarsino (2009) nell'Università di Genova, hanno proposto un modello continuo semplificato per l'applicazione della tecnica degli elementi finiti a murature storiche in cui la deformazione totale è data dai contributi elastico, del danneggiamento dei giunti di malta e dei mattoni e della muratura in compressione e hanno considerato gli strati di malta come interfacce in cui si localizza un salto di spostamento.

Tuttavia, L'approccio macro-modeling, a causa di una forte riduzione dei gradi di libertà e di generazione di mesh semplice, può essere impiegato per la descrizione delle

strutture murarie a grande scala, fornendo informazioni sulla loro risposta e globale e di conseguenza, sulla loro sicurezza.

B: Modelli discontinui (o micro-modello dettagliato):

In essi vengono discretizzati in maniera distinta gli elementi della muratura (blocchi o elementi lapidei) e i giunti di malta e dell'interfaccia mattone-malta hanno il compito di simulare il distacco degli elementi contigui a seguito delle tensioni normali di trazione e lo scorrimento. Un esempio di tale modo di procedere si trova nei lavori di Lofti e Shing (1994), Gambarotta e Lagomarsino (1996).

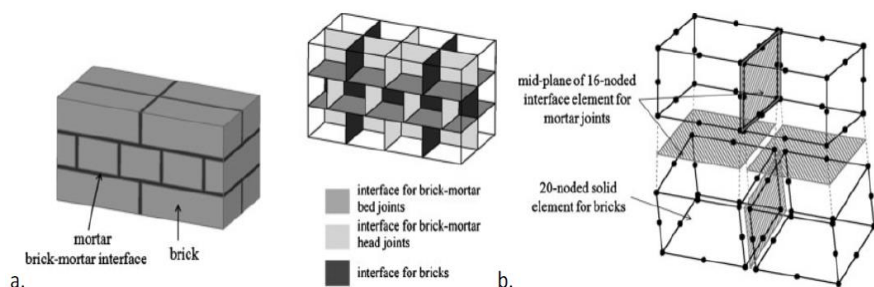


Figura 3-9 Modellazione del mattone e dei letti di malta

C: Micro-modellazione semplificata: Lourenco e Rots (1997) e Lourenco (1996) affrontano il problema della modellazione delle murature al micro scala semplificata. Si considerano malta e mattoni come unità continue omogenee di caratteristiche meccaniche determinabili, in linea teorica, come media pesata dei valori, interagenti attraverso interfacce discontinue;

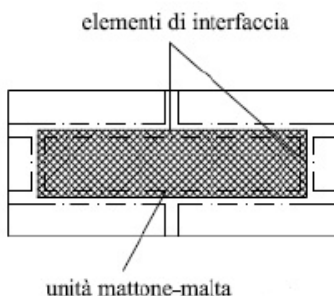


Figura 3-10 Micro-modellazione semplificata Modellazione

Una descrizione del materiale per la micro-modellazione (dettagliato o semplificato) deve essere ottenuta dalle prove su piccoli campioni dei costituenti della muratura e restituisce risultati molto accurati soprattutto a livello locale. Tuttavia, questo approccio, (a causa della grande sforzo computazionale richiesto), è adatto per l'analisi di semplici elementi in muratura (come muri singoli, maschi murari, e altri elementi architettonici).

3-3-3 Legami costitutivi (la relazione tensioni-deformazioni)

Una analisi di dettaglio, come quella ad elementi finiti, richiede legami costitutivi e la sua formulazione dipende fortemente dalle ipotesi che si fanno sul materiale, con riferimento alle sue caratteristiche di resistenza e di deformabilità. Le scelte vertono essenzialmente sulla reversibilità o meno delle deformazioni, sulla necessità di modificare o meno la rigidità nel corso della storia di carico e sulla possibilità di degrado della resistenza del materiale oltre un certo stato tensionale.

Legami costitutivi si possono raggruppare i legami costitutivi in tre tipologie principali:

- legami non resistenti a trazione (acronimo NRT)
- legami plastici
- legami di danno

Modello agli elementi finiti con funzioni di danneggiamento

Da quanto sinteticamente espresso nei paragrafi precedenti, La muratura soggetta ad azioni sismiche, ha un comportamento di tipo fragile, e inizialmente il materiale è isotropo, ma a seguito della formazione delle fessure si introduce un'anisotropia. Tali fessure provocano un graduale degrado della rigidità. E tuttavia un aspetto caratteristico dei modelli con elementi finiti è associato alla definizione del legame costitutivo con degrado che deve riprodurre il comportamento fratturante del solido murario.

Il modello di danno e plasticità isotropo nasce per unire la teoria della plasticità e la meccanica del danno in un unico modello è formulato da Lubliner e altri nel 1989, con successive modifiche da Lee e Fenves (1998). La formulazione di questo modello nasce originariamente per l'analisi numerica del comportamento non lineare del calcestruzzo, ma, per analogia, può essere esteso anche ai materiali quasi fragili quali, appunto, la muratura in caso di strutture soggette a carichi ciclici e/o dinamici. (Questo modello è

stato implementato all'interno del programma agli elementi finiti ABAQUS sotto il nome di Concrete Damage Plasticity).

Il danneggiamento rappresentato nel modello è isotropo, cioè è lo stesso in tutte le direzioni, ma si differenzia nella diversa risposta del materiale a trazione e a compressione. E quindi consiste dei due meccanismi di rottura principali: frattura a trazione (cracking) e lo schiacciamento a compressione (crushing) del materiale.

3-2-3 Programmi di calcolo numerico di elementi finiti

Alcuni tra i codici di calcolo (ABAQUS, ADINA, Midas, GEN e Straus7), più evoluti presenti attualmente sul mercato dispongono di elementi finiti non-lineari che consentono di modellare materiali di tipo fessurante. Tutti gli approcci citati presuppongono l'omogeneizzazione e l'isotropia del materiale, e in buona parte sono mutuati da altri materiali, soprattutto dal c.a.

La modellazione con ABAQUS

In questo lavoro di ricerca le simulazioni numeriche dei pannelli murari sono eseguite mediante il codice di calcolo commerciale ABAQUS 6.13, su modelli tridimensionali ad elementi finiti.

Procedura di modellazione e analisi in Abaqus

Questa procedura nel codice ABAQUS è stata definita in tre fasi (pre-processing, simulazione e post-processing) come mostrato in figura 3-11

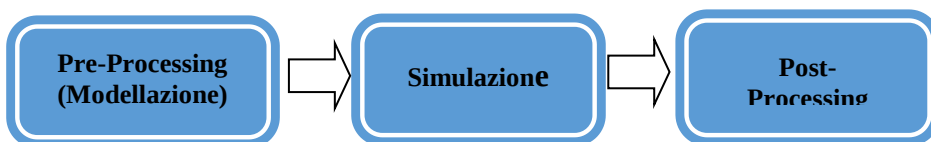


Figura 3-11 procedura modellazione e analisi in Abaqus

Caratteristiche generali di ABAQUS Standard

Il codice ABAQUS Standard consente l'analisi delle seguenti classi di problemi, di interesse per il presente studio:

- 1- Analisi (lineare o non lineare) della deformazione di solidi bi o tridimensionali o di elementi strutturali mono e bidimensionali, in condizioni statiche e dinamiche;
- 2- Analisi dei fenomeni di trasmissione del calore, in condizioni stazionarie o non stazionarie, accoppiata alla deformazione del mezzo continuo (accoppiamento termomeccanico);
- 3- Analisi dei processi accoppiati di deformazione e filtrazione in mezzi porosi saturi e non saturi (consolidazione accoppiata).

Le tecniche di modellazione implementate in ABAQUS Standard includono la possibilità di aggiungere o rimuovere elementi e di suddividere una analisi di grandi dimensioni in più parti mediante una procedura di stop/restart.

Per la risoluzione di sistemi di equazioni lineari o non-lineari di grandi dimensioni, Il codice prevede la possibilità di utilizzare metodi iterativi quali il metodo di Newton-Raphson, il metodo di Newton modificato o metodi Quasi Newton quali BFGS. Su macchine multi-processore, ABAQUS consente la risoluzione in parallelo su memoria condivisa o distribuita.

La libreria dei modelli di materiale include, tra gli altri, le seguenti opzioni:

a) Modelli elastici: elasticità lineare; poroelasticità; ipoelasticità; Iper-elasticità

b) Modelli inelastici: modelli elastoplastici perfetti (von Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb) modelli elastoplastici con incrudimento isotropo e cinematico (von Mises, Cam-clay modificato); modelli di danneggiamento per il calcestruzzo o per compositi rinforzati con fibre.

La libreria degli elementi include, tra le altre, le seguenti opzioni:

a) Elementi continui: elementi per analisi bidimensionali, tridimensionali o assialsimmetriche; elementi ad integrazione ridotta o misti per l'analisi di mezzi incompressibili o quasi incompressibili; elementi misti con gradi di libertà per spostamenti e pressioni interstiziali, per l'analisi di processi di consolidazione accoppiata; elementi misti con gradi di libertà per spostamenti e temperatura, per l'analisi di problemi termomeccanici.

b) Elementi strutturali: gusci; membrane; piastre; travi (2d e 3d), a sezione regolare o aperta; puntoni (2d e 3d).

c) Elementi speciali: elementi di contatto unilaterale; elementi rigidi; connettori; elementi infiniti per la simulazione di mezzi non continuanti.

Per la costruzione del modello agli elementi finiti e la visualizzazione dei risultati, il codice è inoltre dotato di un Pre/post-processore grafico (ABAQUS/CAE) che consente la creazione, modifica e la visualizzazione di modelli 2d e 3d anche molto complessi. Il modulo di modellazione supporta tutti gli strumenti tipici dei codici CAD più comuni. Il modello può essere generato direttamente all'interno di ABAQUS/CAE, o importato da applicazioni CAD esterne quali CATIA, Pro/ENGINEER, o Solid Works.

3-4 Descrizione dei modelli numerici e tipo di analisi di un pannello

Nei paragrafi precedenti è riportata una breve descrizione di alcune basi teoriche e della tecnica di modellazione degli elementi finiti di tipo fratturante e implementati in alcuni software (come ABAQUS). Nel seguito viene descritta la procedura di modellazione di un pannello nel programma ABAQUS.

Nell'ambito della ricerca per la simulazione di un pannello murario è stato scelto il metodo di micro-modellazione semplificata e il pannello è stato modellato in due condizioni diverse:

A- Il primo modello (il muro a base fissa) consiste nello studio della parete semplice (con diverso rapporto di snellezza) e si analizza la risposta ciclica di pannelli murari sottoposti a prove di taglio-comprensione per confrontare il meccanismo di collasso fra pareti semplici.

B- Nel secondo modello (il muro a base isolata) si prevede l'introduzione di isolatori elastomerici in modo passivo che vincolano la parte inferiore del muro;

3-4-1 Materiale e tessitura dei pannelli

In questa parte sono stati modellati all'interno del programma ABAQUS (v.6.13) due pannelli che hanno stessi spessori e larghezza ma con diversa altezza (1.3 m e 0.9m). Per simulare una muratura semplice, le componenti impiegate sono state il laterizio con dimensioni nominali di 185 x 85 x 60 mm. I laterizi sono legati con malta di calce e cemento. Le geometrie del pannello sono riportate nella figura 3-12 e tabelle 3-2, 3-3:

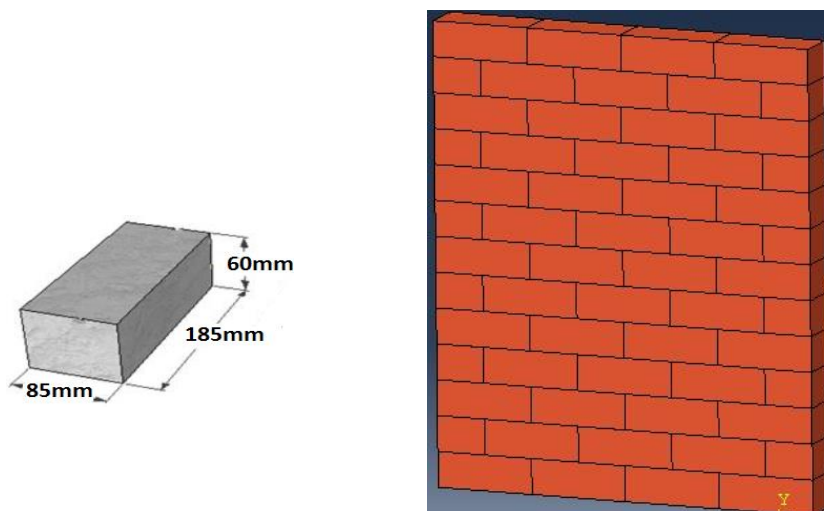


Figura 3-12: Tessitura di pannello in muratura e dimensioni dei blocchi

A-Pannello snello

In tabella 3-2 è riportata la geometria del **pannello Snello**:

Dimensione Pannello Snello			
Larghezza (b)	Altezza (h)	Spessore (t)	Snellezza (b/h)
800mm	1300mm	85mm	0.61

Tabella 3-2: Caratteristiche dimensionali di pannello snello

B-Pannello tozzo

In tabella 3-3 è riportata la geometria del **pannello tozzo**:

Dimensione Pannello Tozzo			
Larghezza (b)	Altezza (h)	Spessore (t)	Snellezza (b/h)
800mm	900mm	85mm	0.9

Tabella 3-3: Caratteristiche dimensionali di pannello tozzo

3-4-2 Creazione del modello strutturale

Nei paragrafi successivi si descrive nel dettaglio della procedura di modellazione del pannello nel programma agli elementi finiti ABAQUS.

Il programma ABAQUS è strutturato in moduli attraverso i quali si procede alla costruzione e definizione delle caratteristiche del modello FE. (*Parts-Property-Assembly-Load-Interaction-Mesh-Job-visualization*):

A-Definizione geometrica delle parti del componente (PARTS)

Per la composizione del modello sono stati creati 2 parti:

-Pannello: per costruire il corpo murario sono utilizzati i blocchi deformabili “**Mattone**” e **Mezzo Mattone**”

-Cordoli: sono le due lastre di calcestruzzo poste alla base e alla sommità del pannello che si possono utilizzare per applicazione carichi e anche simulazione di fondazione.

In tutte le modellazioni sono stati utilizzati elementi solidi 3D deformabili.

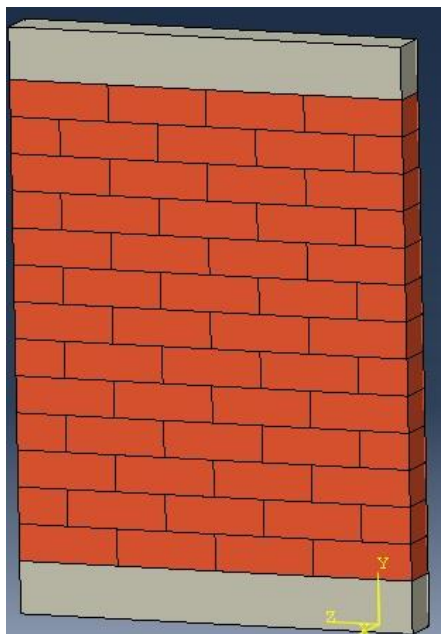


Figura 3-13: Elementi Modello di pannello

B-Definizione delle caratteristiche dei materiali impiegati

In questo paragrafo sono definiti il materiale e le caratteristiche della sezione, nonché le varie proprietà dei singoli elementi.

Materiale

Sono stati definiti due materiali:

1-Il **calcestruzzo**: per i cordoli superiore e inferiore (con comportamento elastico)

2-La **muratura**: per il pannello (con comportamento elasto-fragile)

Proprietà meccaniche

1-Il calcestruzzo

Per il “CLS” è stato definito solamente il comportamento elastico (isotropo) lineare:

Calcestruzzo-Comportamento elastico	
Modulo elastico (E)	21 Gpa
Coefficiente di Poisson	0.2
Peso specifico	2400 kg/m ³

Tabella 3-4: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

2-Muratura

Nella definizione delle proprietà meccaniche della muratura è stato previsto un comportamento elastico e anche plastico. Per il comportamento elastico della muratura i valori sono:

Muratura-Comportamento elastico	
Modulo elastico (E)	3.98 Gpa
Coefficiente di Poisson	0.15
Peso specifico	1850 kg/m ³

Tabella 3-5: Caratteristiche elastiche della muratura

Il legame costitutivo utilizzato per il comportamento anelastico della muratura è il modello di danno e plasticità isotropo. Come già sottolineato in precedenza, il modello cdp, particolarmente adatto per la caratterizzazione meccanica di materiali fragili, offre il vantaggio di poter considerare il degrado di rigidezza elastica indotto da deformazioni plastiche.

Il comportamento della muratura è stato calibrato, a seguito di accurata validazione e in accordo con i legami costitutivi proposti nella Figura 3-14, sulla base dei valori riportati nelle Tabelle 3-6, 3-7, 3-8:

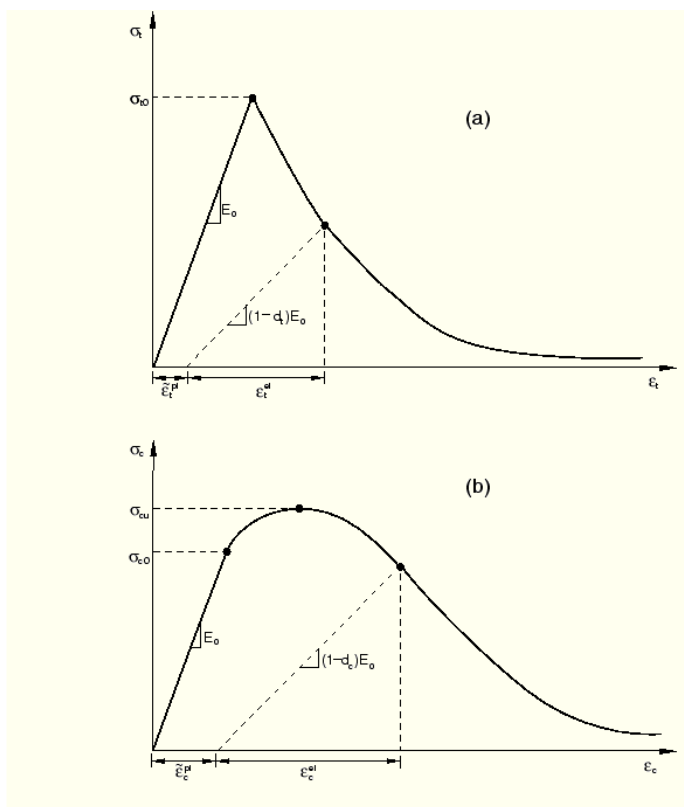


Figura 3-14 Curve utilizzate per la caratterizzazione della muratura sotto caricamento monoassiale in trazione (carcking) (a) e compressione (crushing) (b)

I legami costitutivi secondo la legge di “*Kent-Park*” (modello del calcestruzzo con curve di carico e scarico con degrado di rigidezza) sono ottenuti dalle resistenze ultime a trazione e compressione del materiale sottoposto a prove in regime monoassiale, e dal modulo di elasticità.

N	Comp.stress (Pa)	Plastic strain (ϵ_{pl})
1	1224666.667	0
2	1304875	0.0001
3	1381722.222	0.0002
4	1455208.333	0.0003
5	1525333.333	0.0004
6	1592097.222	0.0005
7	1655500	0.0006
8	1715541.667	0.0007
9	1772222.222	0.0008
10	1825541.667	0.0009
11	1875500	0.001

Tabella 3-6 Legame costitutiva per la muratura in compressione

N	Yield. Stress (Pa)	Cracking strain (ϵ_{pl})
1	200000	0
2	100000	0.001
3	50000	0.003

Tabella 3-7 Legame costitutiva per la muratura in trazione

$\sigma_u = 0.2 \text{ Mpa}$ (Tensione ultima di trazione)

(Com'è stato illustrato la resistenza a trazione è molto ridotta rispetto a quella a compressione.)

Parametri di modello CDP (Concrete Damage Plasticity)

I parametri di Concrete Damage Plasticity inseriti per modello numerico:

Parametri di Concrete Damage Plasticity				
Angolo di dilatanza	Eccentricità	F_b/f_{c0}	K	Viscosità
10	0.1	1.16	0.67	0.001

Tabella 3-8: Parametri meccanici per il comportamento plastico della muratura

L'angolo di dilatanza (ψ)

L'angolo di dilatanza è definito come arcotangente del rapporto tra spostamento normale e scorrimento tangenziale, ed incide notevolmente sulle possibili modalità di applicazione del carico di precompressione normale al giunto. È un valore che, se non è nullo, aumenta la resistenza a taglio della muratura. Si tratta di un valore che dipende dalle pressioni di confinamento cui è sottoposto il materiale: Per alte pressioni di confinamento il suo valore è nullo, mentre per basse pressioni ha un valore compreso fra 10° e 35°, come si vede dal diagramma di figura 3-10:

$$0.2 \leq \tan \psi \leq 0.7$$

In questo caso è stata applicata una compressione iniziale (pari a 0.39 N/mm²) a pannello e con l'aiuto della curva illustrata in figura 3-12 (è stato ricavato dal modello continuo anisotropo per la muratura del prof. Lourenço), Si è scelto un valore pari a $\Psi=10^\circ$.

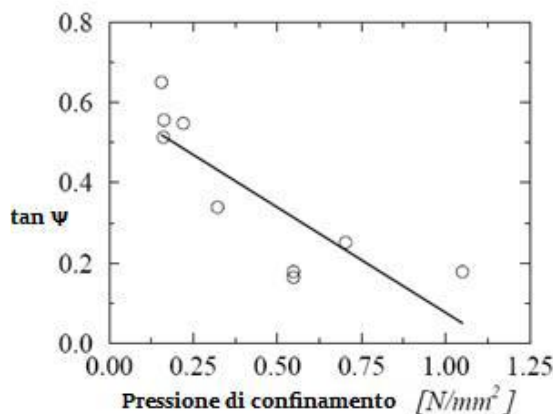


Figura 3-15: Relazione tra l'angolo di dilatanza e pressione confinamento. (Lourenço -1996)

Per gli altri parametri (che non fanno efficace cambiamento, in risulti dell'analisi) sono stati inseriti i valori di default del programma ABAQUS.

C- L'interazione fra superfici di contatto

Il collegamento tra le unità e la malta è spesso la componente più debole della muratura. La risposta non lineare dei punti che sono controllati attraverso l'interfaccia unità-malta è una delle caratteristiche più rilevanti della muratura.

La modellazione riproduce il comportamento meccanico di elementi in muratura intesi come sistemi eterogenei composti di malta, blocchi ed interfacce di connessione. La strategia computazionale (micro-modellazione) che viene adottata consiste nel modellare separatamente i blocchi, i letti di malta ed le interfacce responsabili di fenomeni di decoesione malta-blocco. Ma come già indicato, in questo lavoro è stato scelto il metodo micro-modellazione semplificata in cui le unità (blocchi) non sono separate da malta ed elementi di interfaccia come entità distinte, ma sono concentrate in un'interfaccia "media", e questo comportamento sono stati descritte in due fasi:

1- Proprietà delle Interfacce Unità-Malta

Ci sono due differenti fenomeni nell'interfaccia unità-malta e quindi la resistenza a trazione della muratura è assicurata dall'attrito fra i mattoni e dalla coesione della malta.

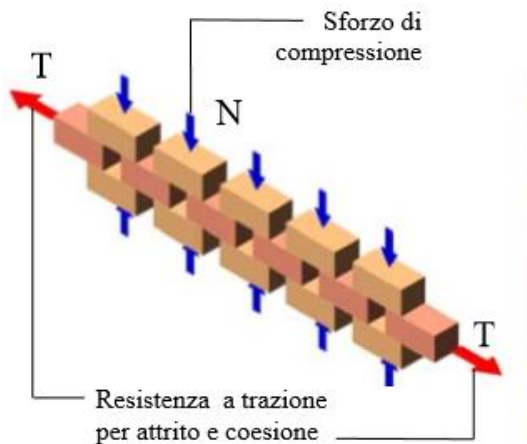


Figura 3-16: Interfaccia Unità-Malta

In prima fase è stata definita Proprietà degli elementi di contatto (dipende a dei giunti di malta):

-Proprietà di attrito: caratterizzata da opportuni **Tangential e Normal behaviours:**

Nel caso del “comportamento tangenziale” si è fatto uso di una modellazione tipo “**PENALTY**” (coefficiente di attrito tra i due materiali pari a 0.70) e per quanto riguarda l’opzione “comportamento normale” dato da un vincolo di tipo “**HARD**”, per evitare la compenetrazione tra le superfici interessate, con rigidità di contatto calcolata automaticamente dal programma.

-Proprietà di adesione letto di malta: è stato definito come la proprietà precedente (attrito) ma è stato aggiunto un comportamento **coesivo** e anche è stata considerata l’opzione “**TENSIONE DAMAGE**”, la quale definisce l’evoluzione del danno nella muratura e l’entità del recupero di rigidità (*tension recovery*: 0.01).

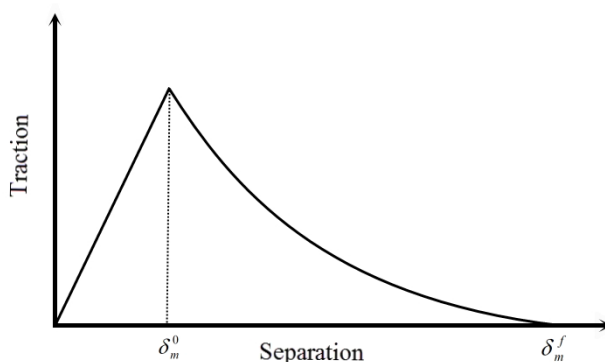


Figure 3-17 Damage evolution curve (ABAQUS user's Manual)

- δ_m^0 è lo spostamento relativo durante la prima comparsa di fallimento(failure)
- δ_m^f è lo spostamento relativo efficace nel termine di fallimento (failure)

2-Superficie a contatto

In seconda fase: per definire superficie di contatto tra mattoni appoggiati, esistono due strategie nel programma agli elementi finiti ABAQUS:

A- Il contatto superficie su superficie (surface to surface contact):

Per ognuno dei blocchi appoggiati si deve definire un’interazione tra superfici del tipo *master-slave*

B-II contatto generale (general contact):

Invece questo metodo definisce un unico comportamento di interazione, per tutti i blocchi appoggiati, che fornisce una rappresentazione più precisa rispetto al metodo precedente. In questo lavoro di ricerca per facilità di applicazione e meno possibilità di errore è stata scelta la seconda strategia (contatto generale) come si vede nella figura 3-18:

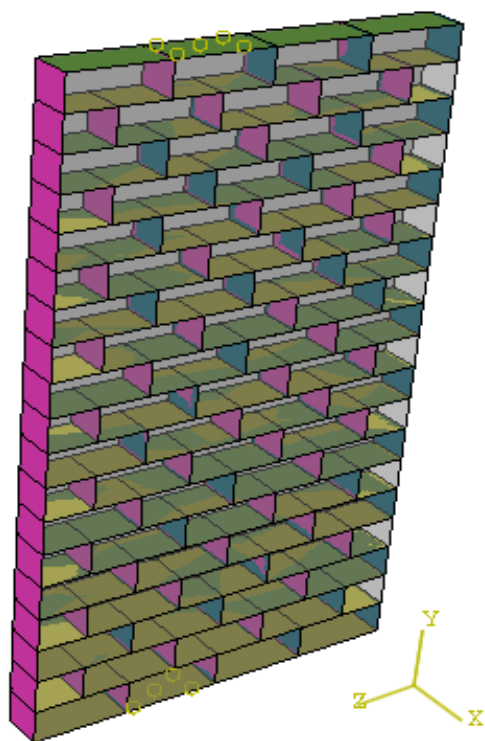


Figura 3-18 Il modello di interfaccia

Vincolo di tipo *TIE*

Al fine di solidarizzare il pannello murario con i cordoli, le superfici di contatto individuate tra questi sono state collegate mediante una connessione di tipo “**TIE CONSTRAINT**” in grado di vincolarne gli spostamenti e le rotazioni relative.

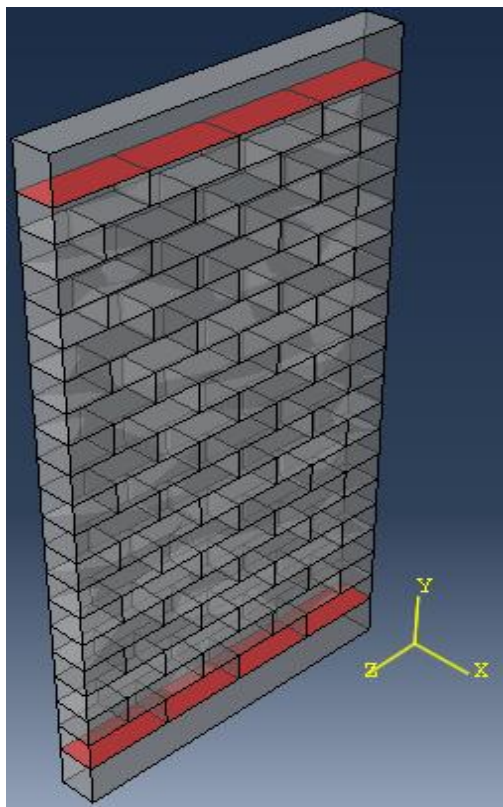


Figura 3-19: Connessioni “tie constraint” tra muratura e cordoli

D-Definizione di carichi, condizioni al contorno (LOAD)

-**Condizioni al contorno** è stato imposto un incastro alla superficie inferiore della lastra di calcestruzzo che costituisce la base dell'apparato di prova.

-**Carchi**: i pannelli murari (tozzo e snello) sono sottoposti sia a sforzi di **compressione** che di **taglio** e sono stati caricati con stessa densità, distintamente in due tempi (o STEP):

-**Taglio**: Per indurre un'azione tagliante sulla fascia di piano è stata utilizzata la tecnica dello spostamento imposto, e lo spostamento orizzontale costringe la lastra superiore di calcestruzzo ad una traslazione in direzione 1 (monotono in direzione x e pari a 3,5 mm).

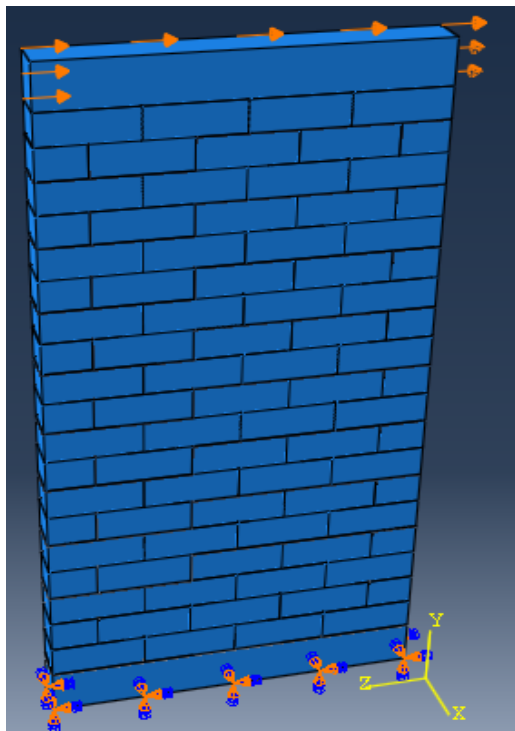


Figura 3-20: Vincoli incastrati e Spostamento laterale imposto in modello numerico

-Carichi verticali

I carichi consistevano in:

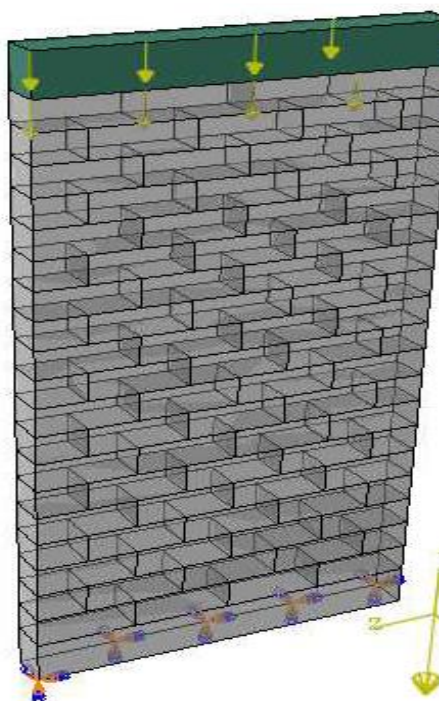
-Sovraccarico (precompressione iniziale): un carico assiale distribuito il cui valore iniziale è di 0.39Mpa, applicato sulla lastra superiore del pannello.

Per descrivere la loro variabilità nel tempo si è ricorso all'istruzione **“amplitude”** in forma tabellare (“tabular”), che ad ogni istante di tempo specifica il rispettivo valore come frazione o multiplo dell'ampiezza o valore indicato come riferimento (magnitudo). si riporta la tabella3-9:

Uniform increasing load	Time	Relative load
	0	0
	1	1

Tabella 3-9: Uniform increasing load

-Peso proprio dei materiali: i carichi dovuti pesi propri strutturali di pannello e cordoli sotto forma di gravity loads è stato applicato a tutte le sottostrutture.



Peso proprio dei materiali	
PP calcestruzzo (N/mm ³)	$2.4 \cdot 10^{-5}$
PP muratura (N/mm ³)	$1.85 \cdot 10^{-5}$

Tabella 3-10 Peso proprio dei materiali

Figura 3-21: Schema dei carichi applicati nel modello

E- Definizione delle caratteristiche della mesh (MESH)

L'analisi è tanto più significativa quanto maggiore è il grado di dettaglio della mesh, quindi risulta “mesh dependent” e fortemente condizionata dalle operazioni di definizione del modello.

La muratura ed i cordoli in c.a. sono stati descritti mediante elementi solidi 3D a 8 nodi del tipo C3D8R. (8 node linear brick, reduced integration) Sia la parete muraria che i cordoli sono stati discretizzati mediante una mesh regolare costituita da elementi solidi di dimensioni massime $0.04 \times 0.04 \times 0.04$ m

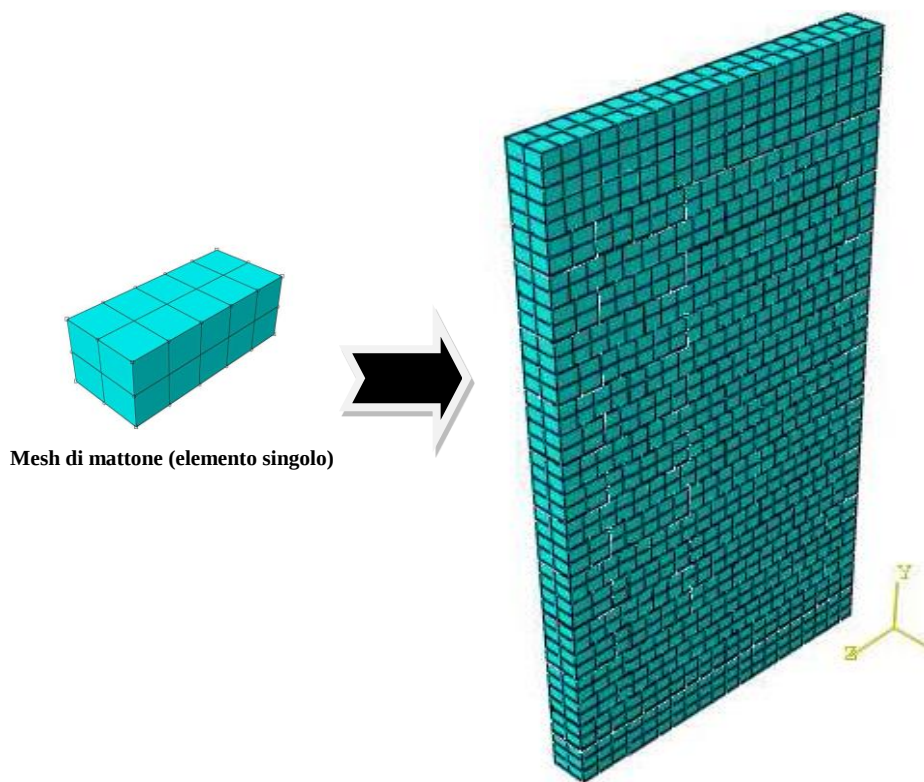


Figura 3-22: Mesh considerate elementi distinti di modello numerico del pannello

F- Definizione e start dell'analisi (JOB)

In questo lavoro per la valutazione della risposta sismica della struttura è stato utilizzato lo schema: analisi, dinamica non lineare con algoritmo di calcolo “esplicito” (explicit); questo metodo è ideale per l'analisi di eventi dinamici ad alta velocità in breve tempo (come eventi sismici). Tale metodo può ottenere informazioni più dettagliate sul comportamento dinamico della struttura in muratura che di identificare le diverse modalità di collasso del pannello che stato simulato nei paragrafi precedenti.

Si analizza la risposta di pannelli murari in due tempi (o step):

1-Analisi dinamica con intervallo di 2 secondi (Quasi statica): Lo scopo di quest'analisi è quello della valutazione del taglio alla base della struttura (pannelli tozzo e snello) che induce il collasso e dello spostamento ultimo, e anche confrontare due modalità di collasso.

2-Analisi di tipo “time history” con accelerogramma dell'evento sismico BAM(Iran) per confrontare i risultati dal comportamento dinamico delle due strutture (pannello a base fissa e pannello isolato alla base).

G-Visualizzazione dei risultati finali dell'analisi dinamica (VISUALIZATION)

Sulla base dei risultati dell'analisi dinamica, vengono identificate le zone critiche in cui si produce la presenza di tensioni di trazione e compressione contrapposte

3-4-3 Risultati dell'analisi dinamica del pannello snello (Post-Processing)

I risultati ottenuti dalla fase di processing, vengono organizzati e analizzati nella fase di post-processing e nei paragrafi successivi vengono riportati i risultati di simulazioni numeriche condotte su pannelli murari, sollecitati nel proprio piano. L'obiettivo è quello di verificare la capacità, da parte del modello proposto, di cogliere i meccanismi di collasso di primo modo (pressoflessione e taglio).

-Deformazione e meccanismo di danneggiamento

Dall'osservazione dei risultati ottenuti tramite le analisi numeriche sul pannello è facile osservare che le fessure sono concentrate in corrispondenza delle sezioni estreme incastrate (fibre tese), Il taglio massimo viene raggiunto senza danneggiamento della zona centrale del pannello, confermando quindi che la rottura avviene secondo un meccanismo di natura flessionale (Ribaltamento parziale) che si verifica dal confronto tra risultati ottenuti da simulazione numeriche e di ricerca teorica per pannelli snelli.

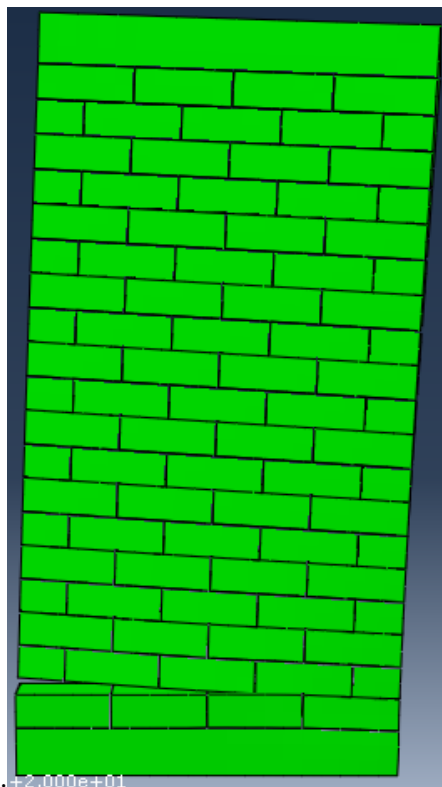


Figura 3-23: deformazione del pannello

Spostamento orizzontale

Com'è stato illustrato in figura 3-23 nessun cambiamento (orizzontale) si è prodotto di striscia dei colori, perciò non esistono fessurazioni dei giunti verticali di malta, in parole semplici dimostrando così che il danneggiamento non è dovuto allo stato tensionale di tensione tangenziale.

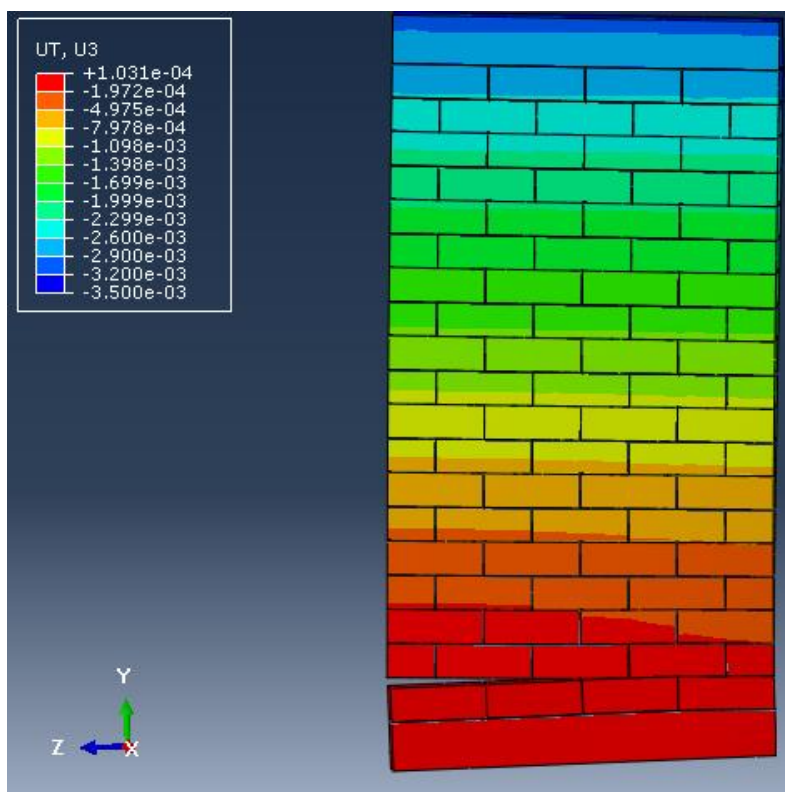


Figura 3-24: Spostamento orizzontale u_x del pannello snello

Spostamento verticale

In figura 3-25 si vede, invece, che esiste un grave cambiamento in banda dei colori (contours) nella direzione di applicazione del carico verticale, soprattutto alla base del lato in trazione, perciò le fessure formano una discontinuità in questa parte di muratura. (Profili di spostamento per tensione di picco – positivo- e per compressione - negativo).

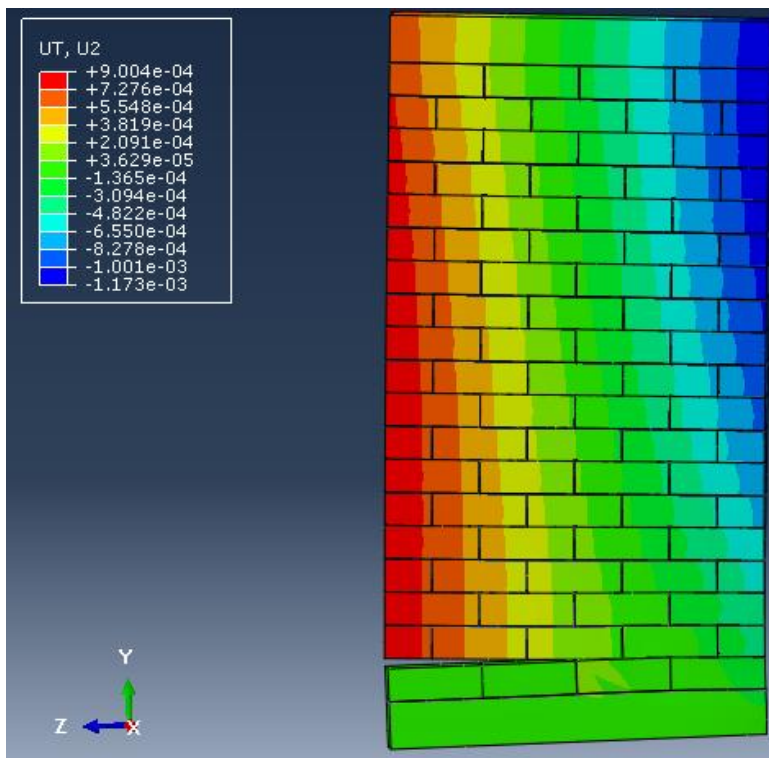


Figura 3-25: Spostamento verticale U_y del pannello snello

Minime tensioni principali di rottura

Come si vede nella figura 3-25, la concentrazione delle minime tensioni principali è più elevata alla base del lato in trazione (in rosso la più intensa), corrispondentemente all'area in cui si formano le fessurazioni, ma anche si vede nella zona di applicazione del carico (sopra il pannello); nell'angolo in basso a destra è avvenuta qualche lesione ma non così significativa da modificare sensibilmente la rigidità del materiale. Inoltre, il danneggiamento è dovuto allo stato flessionale,

Dunque, se aumenterà la precompressione iniziale, che ha causato una decisiva diminuzione crescerà la banda fessurativa del pannello (fibre compresse) e pertanto, la rottura è caratterizzata da uno schiacciamento (crushing) di compressione nell'angolo in basso a destra del pannello. (Flessione negli spigoli).

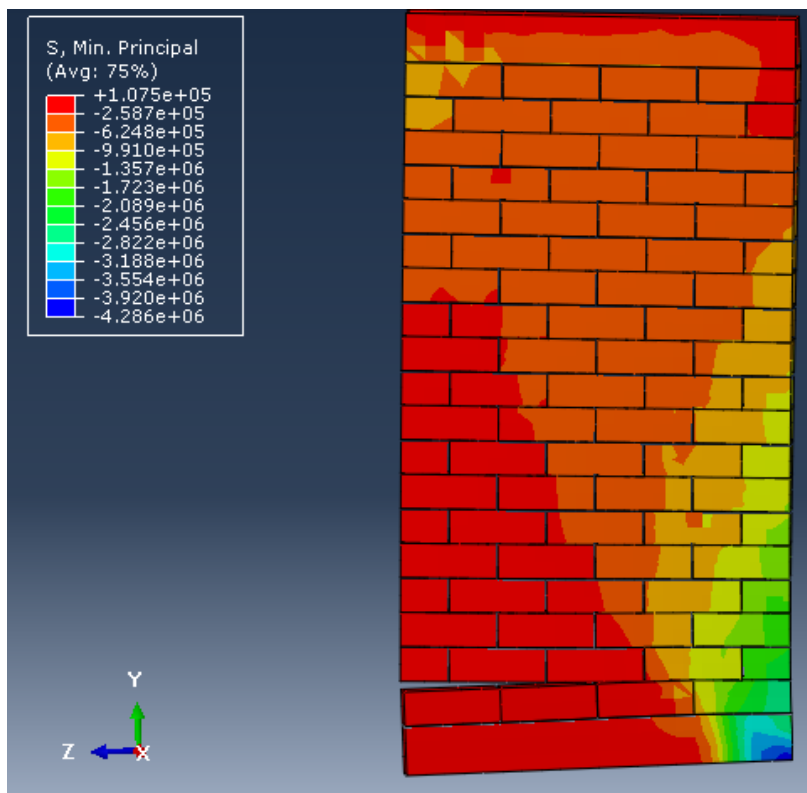


Figura 3-26: Minime tensione principale di rottura

Il diagramma taglio-spostamento del pannello

La capacità di resistenza della struttura muraria è rappresentata da una curva che lega il taglio alla base allo spostamento del livello superiore (cima di muratura). Questo diagramma ottenuto dal modello numerico (piano danneggiamento) che descrive abbastanza bene il comportamento inelastico del pannello sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo, (come si vede il materiale giunge a rottura dopo il raggiungimento dello spostamento massimo di 3.5 mm.)

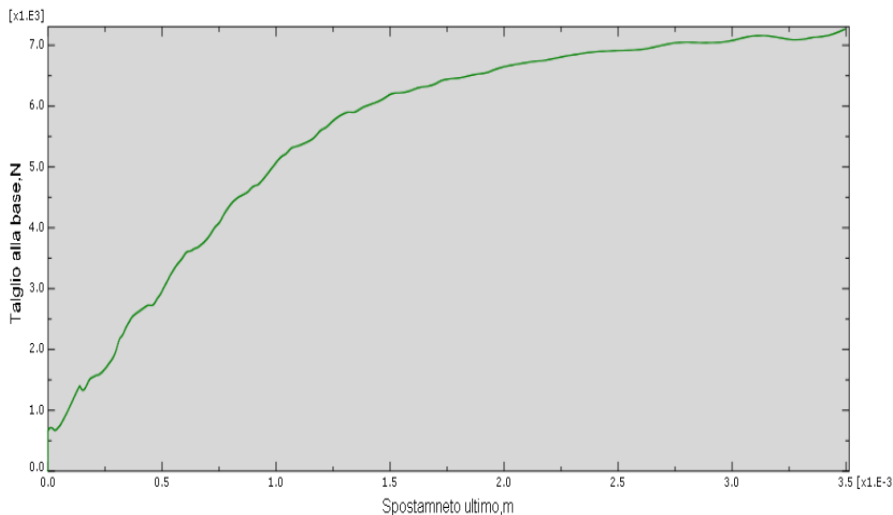


Figura 3-27: Curva carico- spostamento del pannello snello

3-4-4 Risultati dell'analisi dinamica del pannello tozzo (Post Processing)

Nella seconda applicazione è stato simulato Il pannello tozzo (con diversa snellezza: 0.98) e viene sollecitato con lo stesso carico distribuito di precompressione e anche con le stesse condizioni al contorno.

1-deformazione e Meccanismo di danneggiamento

Come si può notare in Figura 3-28, nel pannello si ha una concentrazione di danno nella zona centrale (apertura di crepe nei mattoni e anche nei giunti orizzontali.), e le sollecitazioni di taglio provocano la formazione di fessure diagonali che partono dalla zona centrale del pannello.

La formazione di tali fessure si determina in corrispondenza delle direzioni principali cui corrispondono le massime tensioni di compressione, in quanto alla direzione ortogonale sono associate le trazioni massime. Si denota quindi un meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale. (Il pannello murario si romperà a taglio e non potrà verificarsi la rottura a pressoflessione)

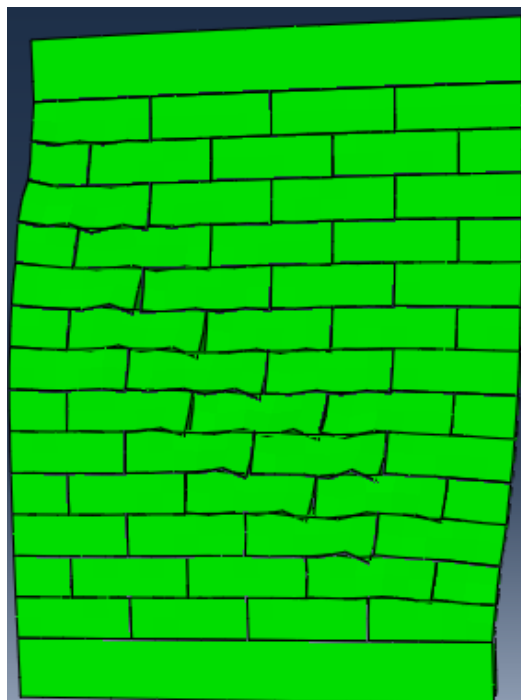


Figura 3-28 Quadro fessurativo di pannello tozzo

Deformazione plastica

Come si vede dal quadro fessurativo del pannello (Figura 3-29) le fessurazioni diagonali (che sono parallele al movimento) si uniscono tutte insieme formando una banda fessurativa diagonale che si traduce in una deformazione permanente e irreversibile (una deformazione plastica) nel pannello. Anziché avere una serie di cerniere plastiche (diffuse nella struttura sismo-resistente primaria) si assiste alla formazione di un piano plastico.

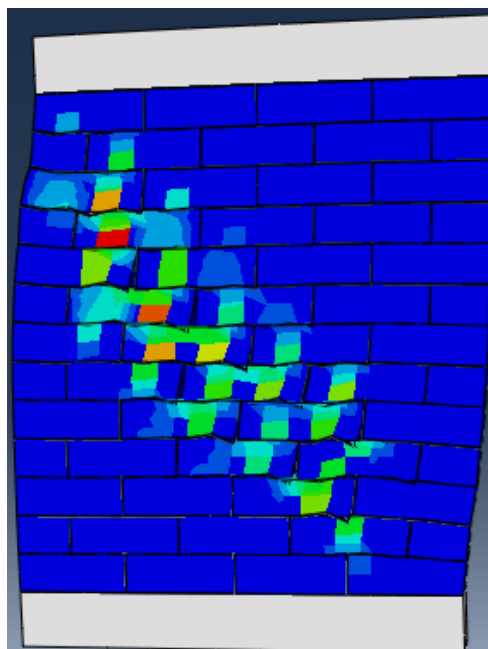


Figura 3-29: Deformazione plastica e distribuzione a collasso del modello numerico

Il diagramma taglio-spostamento del pannello

In figura 3-30 è stato illustrato il diagramma taglio-spostamento ottenuto dal modello numerico del pannello tozzo. Tuttavia la curva numerica descrive abbastanza bene il comportamento post-picco di carattere quasi-fragile del pannello tozzo, per il collasso a taglio con un processo di “softening”. (Il softening è una diminuzione graduale della resistenza meccanica sotto un aumento continuo di deformazione forzata su un materiale specifico o su una struttura. È una caratteristica saliente dei materiali quasi-fragili come il mattone).

Per il collasso a taglio, un processo di softening è osservato come degradazione della coesione dentro modelli di attrito di Coulomb. Per collasso di compressione, il comportamento di softening è altamente dipendente dalle condizioni al contorno negli esperimenti e sul formato dell'elemento. I dati sperimentali indicano che il comportamento a compressione monoassiale è governato sia dalla continuità locale che dai processi di frattura.

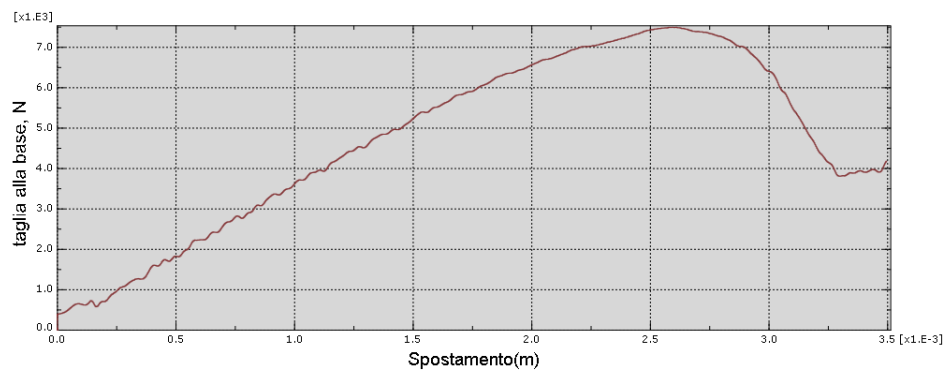


Figura 3-30: Curva carico- spostamento del pannello tozzo

Valutazione della resistenza meccanica del pannello tozzo (per azioni nel piano):

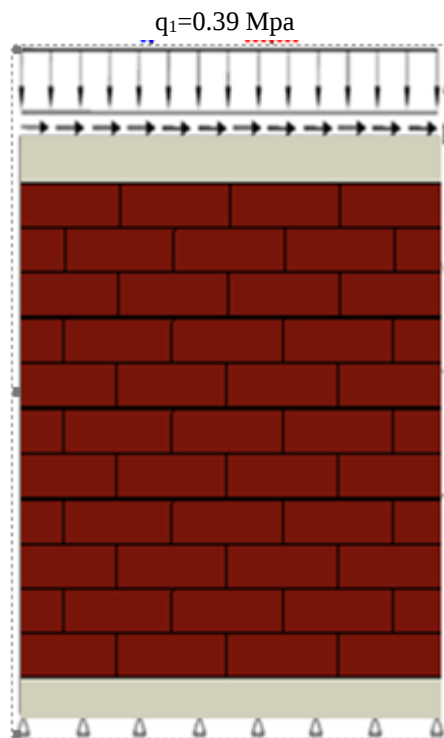


Figura 3-31: Schema di pannello tozzo con condizione contorno e carichi applicat

A-Resistenza a pressoflessione

Secondo il D.M. 2008 e l'Eurocodice 6, M_u è il momento massimo che il pannello è in grado di sostenere:

$$M_u = \frac{1}{2} \sigma_0 l^2 t \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right) = \mathbf{8.66 \text{ kN.m}}$$

Dove:

-l (larghezza dell'elemento) = **0.8m**

-t (m spessore della zona compressa) = **0.085m**

- σ_0 (tensione normale media) = $N / (l * t) = \mathbf{390 \text{ kN}}$

- f_d (resistenza a compressione di calcolo della muratura) = $f_k / \gamma_m = 5/2 = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$

- f_k (Resistenza caratteristica a compressione della muratura) = **5 Mpa**

Malta di classe M1 e blocchi artificiali di resistenza $f_{bk} = 7.5 \text{ MPa}$)

f_{bk} [N/mm ²]	Tipo di malta			
	M1	M2	M3	M4
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	-

Tabella 3-11: Resistenza caratteristica a compressione della muratura in funzione della resistenza caratteristica dell'elemento e del tipo di malta (f_k)

Mu si può determinare la forza orizzontale massima (H) che provoca la rottura per Pressoflessione:

$$H = 2 M_u / h = \mathbf{19.24 \text{ kN}}$$

B-Resistenza a taglio

La tensione tangenziale e normale possono avere diverso significato a seconda dell'impostazione del criterio alla "Coulomb" e quindi la resistenza caratteristica a taglio della muratura semplice è espressa come resistenza a taglio unitaria f_{vk} moltiplicata per l'area reagente del muro (area compressa):

$$V_u = l_c t f_{td} = 0.4 \times 0.085 \times 412 = 7 \text{ kN}$$

Dove:

l_c (lunghezza della parte compressa della parete) = $3(l/2 - e) = 0.2 \text{ m}$

t (spessore della zona compressa) = **0.085 m**

f_{td} (resistenza di calcolo a taglio) = $f_{vk} / \gamma_m = 824/2 = \mathbf{412 \text{ kN/m}^2}$

$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n = 200 + 0.4 \times 1560 = \mathbf{824 \text{ kN/m}^2}$

σ_n (tensione verticale media) = $N/(l_c t) = 26.52/(0.2 \times 0.085) = \mathbf{1560 \text{ kN}}$

N (lo sforzo normale applicato) = **26,52 kN**

f_{vk0} (resistenza a taglio in assenza di sforzo normale) = **200 kN/m²**

Valore di f_{vk0} per murature in elementi artificiali in laterizio pieni e semipieni

Resistenza caratteristiche a compressione f_{bk} dell'elemento		Tipo di malta	f_{vk0}	
N/mm ²	Kgf/cm ²		N/mm ²	Kgf/cm ²
$f_{bk} \leq 15$	$f_{bk} \leq 150$	M ₁ , M ₂ , M ₃ , M ₄	0.2	2.0
$f_{bk} > 15$	$f_{bk} > 150$	M ₁ , M ₂ , M ₃ , M ₄	0.3	3.0

Tabella 3-12 Resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali f_{vk0} per murature in elementi artificiali in laterizio pieni e semipieni

Confronto resistenza a taglio e pressoflessione

-Forza orizzontale che provoca la rottura per pressoflessione: $H = 19.24 \text{ kN}$

-Forza orizzontale che provoca la rottura per taglio: **$V_t = 7 \text{ kN}$** (da confrontare con il valore che è stato ottenuto dal diagramma taglio spostamento dal modello numerico.)

Il pannello murario tozzo si romperà a taglio e non potrà verificarsi la rottura a pressoflessione. La resistenza del pannello è quindi data dal minimo dei due valori di resistenza.

Validità del modello

Da osservare, inoltre, che il confronto tra i risulti delle simulazioni numeriche effettuate con il modello di danno e plasticità isotropo (Concrete Damage Plasticity) e risultati delle prove sperimentali di Ganz e Thürlimann (Il modello testato è illustrato in Figura 3-32) mostra una buona corrispondenza e può determinare la validità del modello.

Quindi i risultati numerici rappresentano abbastanza bene il modello reale di fessurazione, i meccanismi di rottura e la risposta in termini di spostamento.

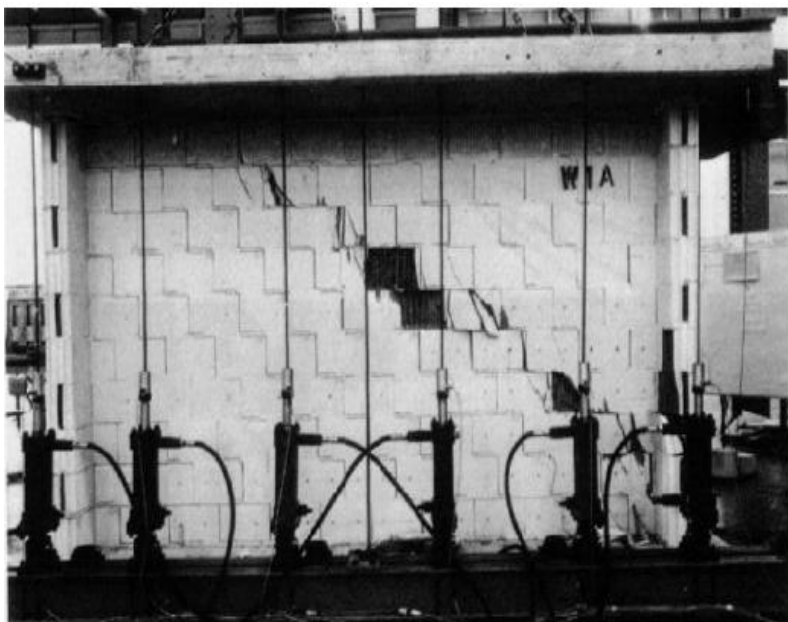


Figura 3-32: Prove sperimentali Ganz e Thürlimann (1989)

3-5 La risposta sismica del pannello tozzo

I risultati ottenuti dall'analisi numerica mostrano che il collasso del pannello tozzo avviene per sviluppo di fessurazioni diagonali (taglio) anziché per rocking, come nel corso delle prime analisi (panello snello). Nei paragrafi successivi si descriverà il processo di simulazione della risposta sismica della struttura (panello tozzo) in termini di accelerazioni e di spostamenti mediante i modelli numerici 3 dimensionali e basati su un accelerogramma dell'evento di BAM in sud-est Iran.

La scelta del metodo analisi

In questa procedura è stato scelto metodo analisi "Time History" (con Direct Integration solver) in quanto fornisce la possibilità di valutare gli effetti dipendenti del terremoto in tempo reale. Qualsiasi evento sismico disponibile nell'archivio "*Pacific Earthquake Engineering Research center*" (PEER) può essere quindi facilmente utilizzato come eccitazione di ingresso (input). E quindi, questo metodo di simulazione, risulta essere più vicino al comportamento reale di edifici tradizionali e storici sotto sisma violento. Inoltre l'analisi modale (dinamica lineare) del modello numerico non ha molto significato per le strutture in muratura, che sono caratterizzate da un'elevata non linearità (ma si può applicare per la valutazione del comportamento di manufatti architettonici in muratura in condizioni limite di resistenza.). Infine, è stato scelto nell'analisi dinamica, un algoritmo di calcolo "esplicito (explicit) per il suo incremento costante di tempo durante il calcolo e la sua stabilità numerica. E il metodo esplicito è ampiamente utilizzato nel mondo dell'ingegneria civile.

3-5-1 Evento sismico di BAM

Prima di approfondire la procedura delle analisi time history, si descrivono in breve le caratteristiche del terremoto di BAM e la preparazione dell'accelerogramma da applicare nell'analisi.

Come già visto nei parti precedenti, in Iran molte costruzioni storiche sono in muratura, come cittadella di Arg-e Bam (Nella lingua persiana, "Arg" sta per "Cittadella") risalente almeno al 500 a.C. situato sulla città Bam nella regione di Kerman, che è considerata la costruzione più grande del mondo (180000m²) in mattoni.

La scossa distruttiva di "Bam" è avvenuta il giorno 26 dicembre 2003 alle ore 5:26 AM (ora locale). L'Istituto di Geofisica dell'Università di Teheran (IGUT) ha registrato un

sisma di magnitudo momento 6,6 Mw gradi sulla Scala Richter. Il bilancio definitivo è di 50.000 morti, circa 30.000 feriti e la distruzione di centinaia di edifici residenziali e anche il crollo completo dei monumenti storici della cittadella di Arg-é Bam .

Ci sono stati pochi terremoti in passato per prepararci alle rovine viste sia nella cittadella sia nella città moderna ad essa adiacente. Difficilmente c'era una sola costruzione, antica o moderna che fosse, che non avesse avuto una distruzione totale.



Figura 3-33:Mappa del sito che mostra l'area colpita sisma



Figura 3-34: Arg-é Bam, prima e dopo del terremoto del 2003

Registrazione “Strong Motion” di BAM

Nella tabella seguente sono riportate le 21 stazioni (attive) che hanno registrato onde sismiche della scossa principale (Main shock), entro un raggio di 300 Km dall’epicentro del terremoto di BAM:

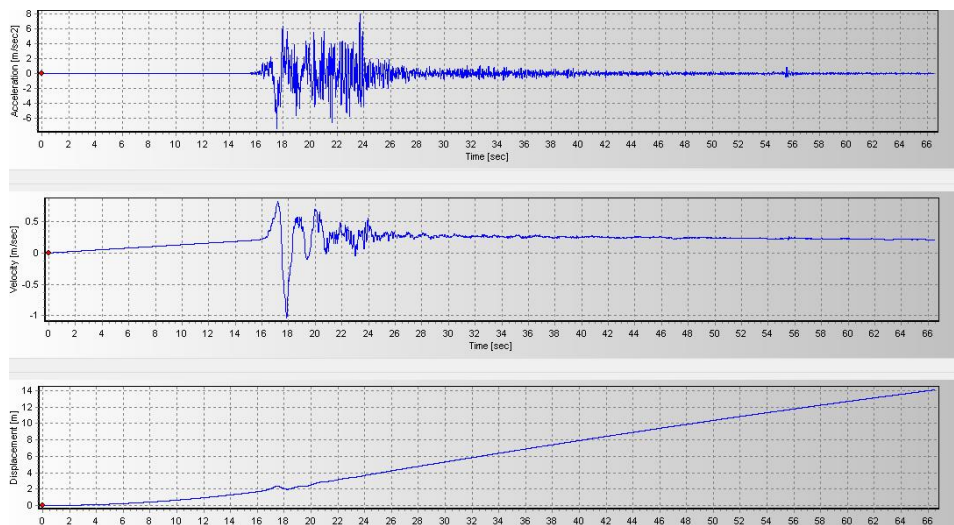
NO.	STATION	Geographical Coordinates		PGA(cm/s/s)			Epicentral Dist (km)	Altitude m	Azimuth		Accelerograph Type
		E	N	L	V	T			L	T	
1	Bam	58.35	29.09	778.28	979.95	623.44	*	1094	278	8	SMA-1
2	Abaraq	57.94	29.34	166.69	83.81	109.47	49	1644	72	162	SSA2
3	Mohamad Abad	57.89	28.9	115.94	69.17	66.79	49	1961	350	80	SSA2
4	Jiroft	57.74	28.67	40.17	30.32	27.56	76	725	240	330	SSA2
5	Andoohjerd	57.75	30.23	31.82	14.07	33.59	139	851	200	290	—
6	Sirch	57.55	30.2	30.28	13.91	29.56	146	1685	30	120	SMA-1
7	Golbaf	57.72	29.88	30.29	12.8	27.65	107	1698	150	240	SSA2
8	Joshan	57.6	30.12	24.88	17.1	36.03	136	1650	142	232	SSA2
9	Kerman2	57.07	30.28	18.87	8.38	30.31	181	1755	140	230	SSA2
10	Kerman1	57.04	30.29	18.45	9.04	24.99	184	1767	175	265	SSA2
11	Qale Ganj	57.87	27.52	20.28	13.39	22.97	181	439	210	300	SSA2
12	Nosrat Abad	59.97	29.85	19.13	12.65	23.52	178	1115	284	14	SSA2
13	Kahnooj	57.7	27.94	10.75	7.76	10.54	143	556	20	110	SMA-1
14	Cheshme Sabz	56.42	29.46	22.85	9.11	10.71	192	2581	65	155	—
15	Rayen	57.44	29.59	14.61	14.67	13.91	104	2195	334	64	SMA-1
16	Shahdad	57.69	30.41	19.77	8.54	13.37	160	515	78	168	SMA-1
17	Bardsir	56.57	29.92	13.58	5.24	10.12	195	2113	75	165	SSA2
18	Mahan	57.29	30.06	11.99	7.8	13.46	149	1864	150	240	SSA2
19	Lale Zar	56.81	29.52	12.99	7.6	11.76	157	2822	65	155	SSA2
20	Ravar	56.79	31.26	11.99	6.08	12.11	284	1244	320	50	SMA-1
21	Zarand	56.57	30.81	12.1	6.21	12.52	257	1678	34	124	SSA2
22	Horjand	57.15	30.67	6.52	6.14	11.87	210	2320	110	200	SSA2
23	Bolvard	56.05	29.42	9.68	3.55	10.09	226	2088	145	235	SSA2
24	Jiroft Dam	57.46	28.86	20.92	10.33	11.99	90	1196	170	260	SSA2

Tabella 3-12: Characteristics of Strong Motion Records BHRC 2003 (Building and Housing Research Center of Iran)

Come è stato riportato in tabella 3-12, Lo strumento posto a stazione “Bam” nei pressi della cittadella, ha registrato il valore massimo di accelerazione pari a 980cm/s^2 con forti vibrazioni verticali, comprese tra 15 e 20 e il valore minimo di $\text{PGA}=3.55\text{cm/s}^2$ è stato registrato dalla stazione “Bolvard” con raggio epicentrale di 226 km.

3-5-2 Metodologie e tecniche di elaborazione di dati di simica

In questo lavoro per realizzare l’**Accelerogramma della stazione BAM**, sono state caricate le storia temporali delle componenti longitudinali dell’accelerazione (come input le registrazioni della terna di accelerometri di Bam) nel software “Seisimosignal”.



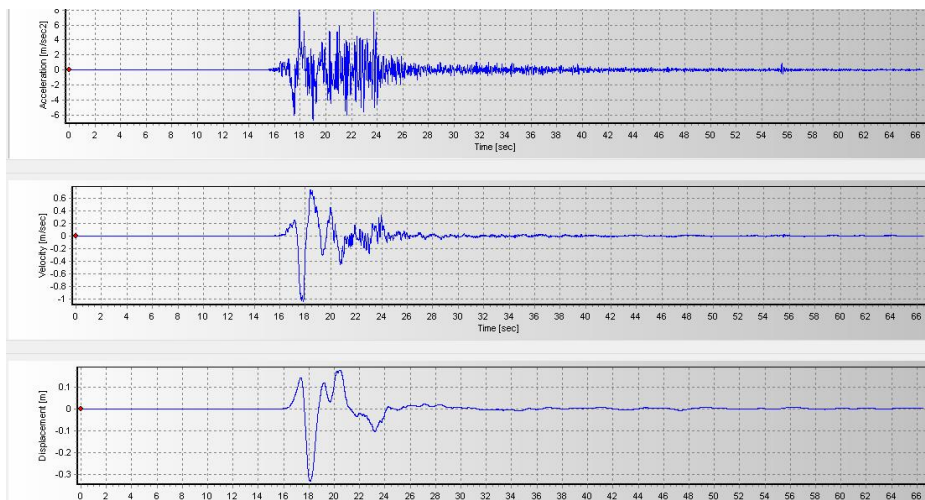
Grafo 3-1 Accelerogramma in direzione x dalla stazione (Uncorrected Record)

Correzione dei segnali registrati (*Corrected Record*)

In un accelerogramma corretto si è provveduto a rimuovere o ridurre gli errori in alta e bassa frequenza contenuti nel segnale originale (Uncorrected Record).

Si opera in due fasi successive:

- 1-Si corregge la linea base nel dominio nel tempo (Baseline Correction)
- 2-Si applica il filtro” passa-basso” di tipo “Butterworth” (con dominio di frequenza tra 0.1 e 25 Hz) e questo filtro è stato utilizzato per aumentare la qualità degli accelerogrammi e ridurre la componente parassita della frequenza (Filter Correction).



Grafo 3-2: Corrected Record with filtering and base correction

Scale factor (Fattore di scala)

Per quanto riguarda l'input sismico di riferimento, costituito dall'accelerogramma registrato dalla stazione "BAM" in direzione L (nella quale si è registrato il valore massimo della PGA pari a 7.965 m/s^2), esso dovrà essere opportunamente scalato di un fattore pari a:

$$\text{Scale Factor} = \frac{0.35g}{7.965} = 0.431$$

(Il valore di PGA per una città come Teheran con alto rischio sismico secondo la normativa iraniana "standard 2800" pari a $0.35g$.)

Parameter	Corrected Accelerogram
Max. Acceleration (m/sec ²)	7.965
Time of Max. Acceleration (sec)	17.925
Max. Velocity (m/sec)	1.040
Time of Max. Velocity (sec)	17.835
Max. Displacement (m)	0.331
Time of Max. Displacement (sec)	18.095

Tabella 3-13- PGA, PGV, PGD per componente orizzontale terremoto di BAM (prima di applicazione coefficiente di scale factor)

Parametri rappresentativi del moto sismico

Dagli accelerogrammi possono essere ricavati molti altri parametri e grafici rappresentativi del moto sismico, tra cui:

A-Spettro di risposta

B-Spettro di Fourier

C-Strong Motion (Durata)

A-Lo spettro di risposta in accelerazione (terremoto di Bam)

In figura 3-35 è stato illustrato il diagramma dello spettro di risposta del Terremoto BAM con uno smorzamento viscoso equivalente costante pari a 5% (in programma "Seisimosignal.v.12").

Come si vede nel digamma, all'istante $T=0$, il valore dell'accelerazione pari a 3.5 m/s^2 che coincide con massima accelerazione al suolo a_g , indicata anche con la sigla PGA "peak ground acceleration".

L'andamento dello spettro di risposta in accelerazione presenta nel tratto iniziale forti amplificazioni dell'accelerazione spettrale rispetto a quella del suolo.

Generalmente le strutture basse in muratura sono molto rigide, infatti, il periodo fondamentale è di circa 0,2s, che ricade nell'intervallo dei periodi propri della maggior parte degli eventi sismici. E queste danno luogo all'amplificazione citata.

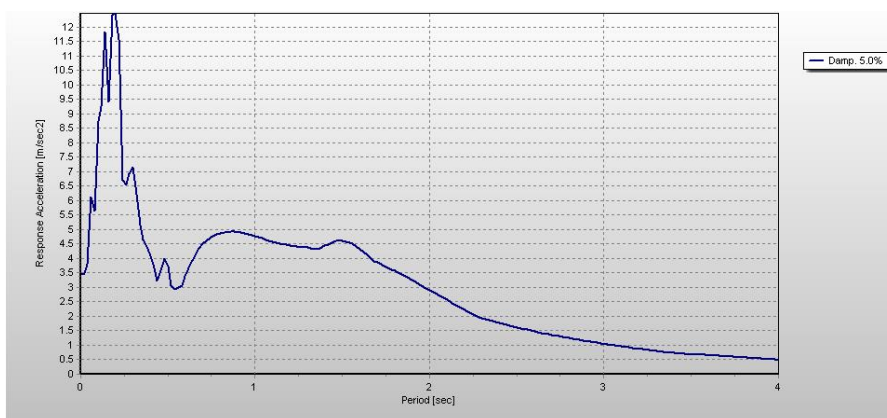


Figura 3-35: Lo spettro di risposta terremoto di Bam (con smorzamento 5%)

B- Lo spettro di Fourier

In figura 3-36 è stato illustrato il digramma dello spettro di Fourier (le ampiezze di accelerazione rispetto alle Frequenze) del Terremoto BAM. Il valore di picco dello spettro di Fourier a basse frequenze può essere dovuto all’**“effetto vicinanza alla faglia”**. Si sono generate cioè onde ad alta ampiezza e bassa frequenza in direzione normale alla faglia.

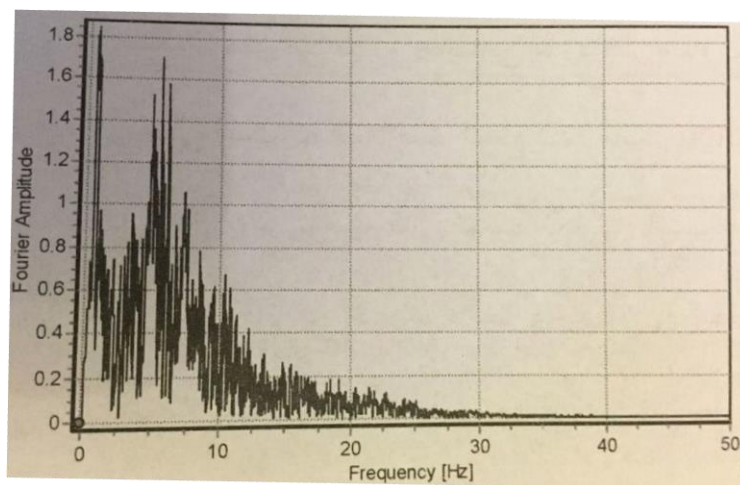


Figura 3-36 spettro di Fourier di terremoto di BAM

D-Strong Motion (Durata)

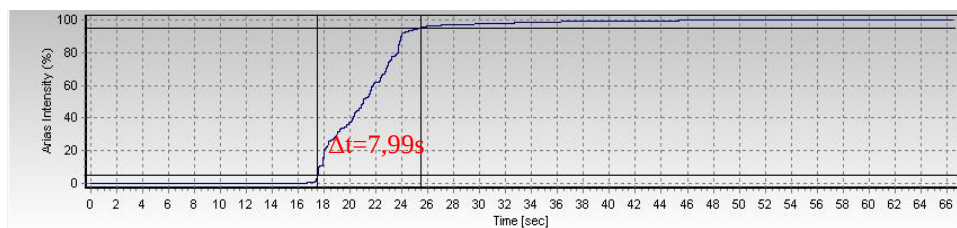
Un accelerogramma contiene generalmente tutte le accelerazioni registrate dall’inizio dell’evento all’istante in cui lo strumento riprende a registrare il solo rumore di fondo, ma ai fini ingegneristici interessa solo la porzione **“Strong Motion”** dell’accelerogramma. In parole semplici per ridurre la durata delle accelerazioni registrate (record) si definisce **“Strong Duration”** l’intervallo temporale del segnale accelerometrico nel quale il moto sismico risulta **“significativo”**. A questo scopo vengono spesso usate due metodi:

Durata basata sul superamento di un valore di soglia (metodo-Page):

È definita una soglia, tipicamente $\pm 0.05g$, al di sopra della quale si ritiene che il moto abbia interesse ai fini ingegneristici; la durata viene stabilita dall’intervallo temporale tra il primo e l’ultimo superamento di tale valore. (Questo metodo non è preciso perché dipende dal tempo della scala sismica.)

Durata basata sull'intensità del moto (Metodo Trifunac –Bardy)

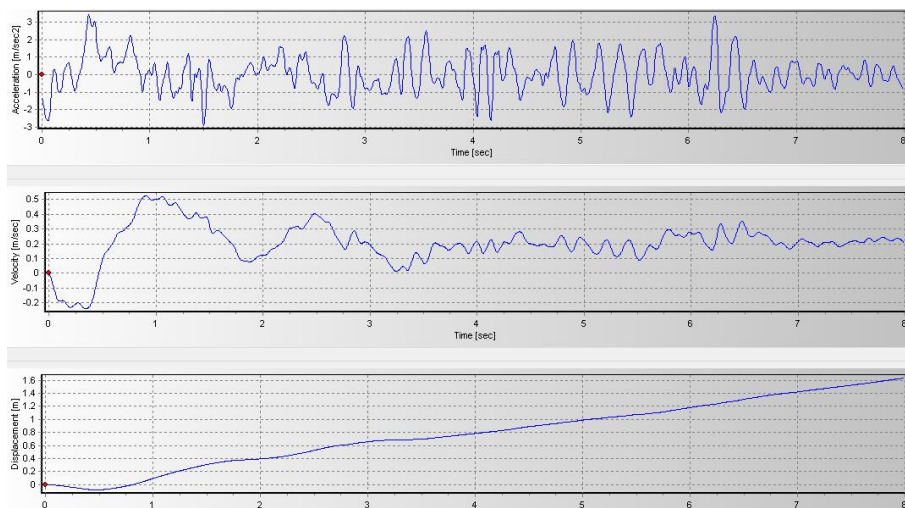
Viene calcolata la funzione intensità di Arias $I(t)$ (Arias Intensity), e viene normalizzata rispetto al valore massimo I_{max} ; la durata viene stabilita dall'intervallo temporale t_2-t_1 , dove $I(t_1) = 0.05$ e $I(t_2) = 0.95$ e in questo lavoro di ricerca per calcolare “Strong Duration” è stato utilizzato il secondo metodo mediante il software “Seisimosignal”:



Grafo 3-3: Durata basata sull'intensità di Arias

Tempo(s)	intensità di Arias(%)
17,49	5
25,48	95
Strong Duration(Δt) =7,99	

Tabella 3.14 Durata basata



Grafo 3-4: Segnali accelerazione e velocità e spostamento intervallo di strong motion (8s)

Relazioni tra durata di “Strong Motion” di livello di danno

Come anticipato in precedenza, lo “Strong Duration” per questo terremoto è stato breve ma questo terremoto è stato molto distruttivo.

È difficile formulare una singola teoria che possa spiegare la natura e l'estensione dei danni. Tuttavia è stata formulata l'ipotesi che il crollo degli edifici sia stato causato in gran parte da una combinazione degli effetti seguenti:

1-Bassa resistenza strutturale e scarsa qualità di esecuzione: Molti edifici tradizionali sono stati costruiti di mattone crudo a base di argilla con la corteccia sfibrata dalla palma da dattero (“khesht” in lingua persiana), così, erano deboli e fragili se soggetti alle azioni sismiche. Ma anche sono stati distrutti molti degli edifici a struttura d'acciaio, costruiti durante l'ultima decina d'anni, per scarsa qualità di esecuzione,



Figura. 3-37: Sistema di controvento non accettabile: insufficiente sezione degli elementi di controvento

2-La forte scossa con alta frequenza specialmente nella direzione verticale: Tali problematiche strutturali sono state amplificate dalle caratteristiche del sisma, registrazioni del sismografo mostrano che la componente verticale delle vibrazioni, nei pressi della cittadella, era più grande di quella orizzontale e ha raggiunto un livello quasi di 1 g (l'accelerazione di gravità) con forti vibrazioni verticali, comprese tra 15 e 20 hertz). In genere le forze sismiche verticali non sono considerate pericolose tanto quanto lo sono quelle laterali. Tuttavia, per questo tipologia strutturale, quando il sovraccarico sulle pareti è ridotto o eliminato, le forze laterali possono essere molto più distruttive rispetto a sé ci fosse soltanto un movimento orizzontale. E anche per “**effetto vicinanza alla faglia**”, infatti questo terremoto era poco profondo e con l'epicentro situato quasi direttamente al disotto della cittadella murata. La probabilità di essere immediatamente sopra l'epicentro è decisamente inferiore a quella di esservi vicino.

Il moto del suolo near-source spesso contiene importanti pulsazioni, generalmente in velocità. La durata di tali pulsazioni può variare da circa 0.5s a 10s in funzione della magnitudo e questi impulsi con frequenze alte (comportamento non-lineare delle onde d'urto) sono stati molto distruttivi per le costruzioni tradizionali con bassi periodi di vibrazione.

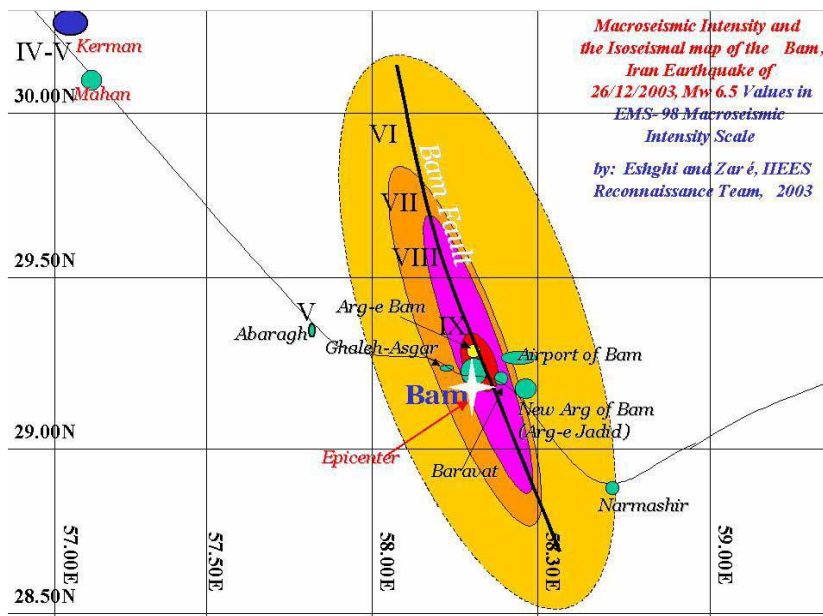


Figura 3-38: La mappa dell'intensità della zona danneggiata (by Eshghi and Zaré 2003)

3- Le condizioni del terreno al di sotto della superficie: Infine, Importante sottolineare che la risposta alle sollecitazioni sismiche delle strutture non è comunque solamente funzione del sistema costruttivo fuori terra ma in questo caso hanno avuto un ruolo le caratteristiche meccaniche scadenti del sottosuolo. Esse hanno imposto una particolare cura nello studio di fondazioni e sottofondazioni per garantire comportamento unitario alla struttura in caso di sisma.

La Città di Bam è situata su di un terreno asciutto, per quanto riguarda il comportamento migliore, le strutture meno danneggiati dal terremoto in nordest, sono appena fuori dalla cittadella (ghaleh asghar) e sono situate vicino alle rive del fiume; esse sono rimaste in piedi perché i terreni alluvionali possono essere serviti ad attenuare le vibrazioni, più che ad accentuarle.

Il terremoto di Bam ha avuto effetti notevoli sul sistema cosiddetto di Qanat (sono un sistema di trasporto idrico usato per fornire una fonte affidabile d'approvvigionamento d'acqua per insediamenti umani e per l'irrigazione in ambienti caldi) che era scavato nella zona. Si deve considerare che la maggior parte della Qanats erano supportati con archi fatti a mano, ma questi sistemi di sostegno non potrebbero incidere notevolmente sulla stabilità dei Qanats quando i carichi dinamici sono applicati su di essi.



Figura 3-39: Sprofondamento dovuto al collasso di un Qanat ad ovest di Baravat

Simulazione di scuotimento sismico sulla struttura in ABAQUS

Durante un terremoto, l'accelerazione del terreno si applica alla struttura mediante la fondazione. Quindi il carico sismico per l'analisi numerica è stato simulato e applicato come forze di inerzia generate da una storia di accelerazioni trasmesse attraverso l'interfaccia terreno-fondazione (ai nodi inferiori del modello). Come gli altri carichi precedenti (sovraccarico e peso), anche l'azione sismica sul modello è stata definita in due fasi:

A- L'ampiezza dell'azione sismica

B- La quantità e modalità di applicazione dell'input sismico

A-Definizione dell'ampiezza dell'azione sismica (amplitude)

L'ampiezza dell'azione sismica si può definire come storia temporale in **termini di spostamento o velocità o di accelerazione**:

La storia temporale degli spostamenti

Per descrivere la loro variabilità del moto sismico nel dominio nel tempo (in termini di spostamento,) si è ricorso all'istruzione "amplitude" in forma "Equally Space".

Lo spostamento nel tempo iniziale dello "Strong Motion" (17,49 s) non è zero (0.048 m) il che può creare errori durante dell'analisi (in ABAQUS); per risolvere questo problema è stato cambiato il tempo iniziale dalla 17,49 s alla 15,965 come dimostrato nel grafo 3.5 in questo tempo lo spostamento è zero.

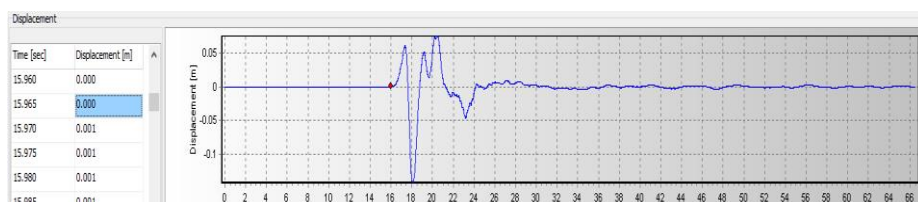


Grafico 3-5: storia dei spostamenti ingresso (input) utilizzato con ampiezza massima di 130 mm.

Come si riporta nella figura seguente, nell'interfaccia grafica del programma ABAQUS è stato copiato il segnale degli spostamenti durante lo Strong Motion (intervallo 15,965 - 25,48 s) nella parte di "Amplitude".

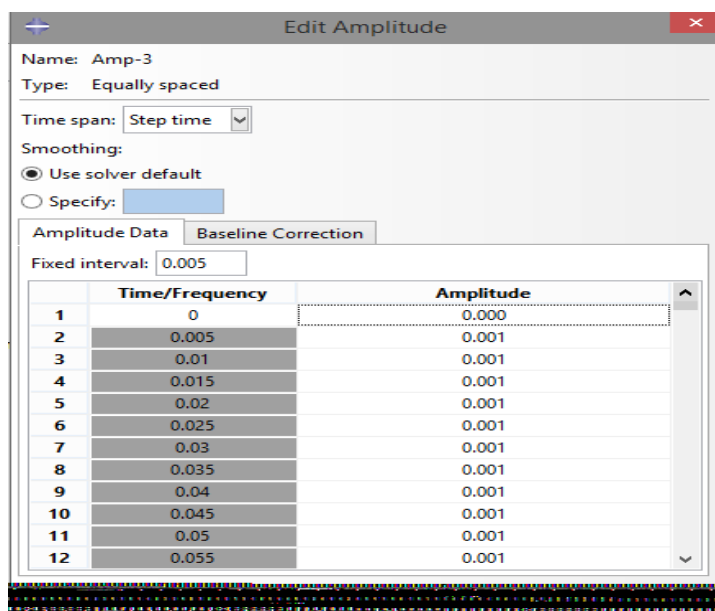


Figura 3-40: definizione dell'ampiezza carico sismico in ABAQUS

B-Definizione delle azioni sismiche di riferimento

Nelle analisi nel dominio del tempo, la risposta dinamica di un sistema strutturale causata da un moto sismico del suolo dipende dalle matrici delle masse $[M]$, la dissipazione $[C]$ e la rigidezza $[K]$. Pertanto, l'equazione del moto si scrive:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g = P_{eff}$$

I risultati che seguono direttamente dall'equazione del moto sismico sono:

- 1-La somma dei due forze (elastica e dissipazione) in ogni istante di tempo pari a $M\ddot{u}_g$
- 2-La forza elastica pari a $Ku = m\omega_n^2 u = m A(t)$. (La quantità $A(t)$ è detta pseudo-accelerazione)
- 3-La forza sismica efficace pari a $-M\ddot{u}_g$,

La forza sismica efficace è proporzionale alla massa: maggiore è la massa di un sistema, maggiori sono le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche.

Perciò in questa costruzione (pannello murario), tale forza dipende dal primo modo di vibrazione, e infine per calcolare l'azione sismica alla base del pannello, si è determinata la massa totale del pannello moltiplicato per l'accelerazione del suolo:

$$P_{eff} = [(0.8 \cdot 0.9 \cdot 0.085 \cdot 1850) + 2 \cdot (2400 \cdot 0.8 \cdot 0.1 \cdot 0.085)] \cdot 9.81 + [3.9 \cdot 10^6] \\ = 1430 + 26250 = 28147 \text{ N}$$

Matrice di dissipazione $[C]$

Nell'analisi dinamica si è utilizzato un modello alla Rayleigh (semplificato) proporzionale solo alle masse, poiché considerare lo smorzamento proporzionale anche alle rigidezze comportava una drastica riduzione del passo di integrazione dell'analisi.

$$[C] = \alpha [M]$$

Il coefficiente di Rayleigh (α) è stato calcolato in secondo la relazione:

$$\alpha = 2 \omega_i \xi = 2 \cdot 9.98 \cdot 0.5 = 0.998$$

In questa relazione il valore standard del coefficiente di smorzamento viscoso (ξ) è stato assunto pari a 5%

Definizione delle condizioni al contorno (Boundary Condition)

Per riprodurre e simulare il moto registrato da sismografo di terremoto BAM come condizioni che si ottengono nella sperimentazione dinamica su tavola vibrante, nella parte “**Boundary Condition**” sono stati imposti vincoli di base del modello tipo incastro con l’ampiezza (in forma “**Equally Space**”) della storia temporale degli spostamenti in direzione longitudinale (direzione in cui deve svolgere l’analisi).

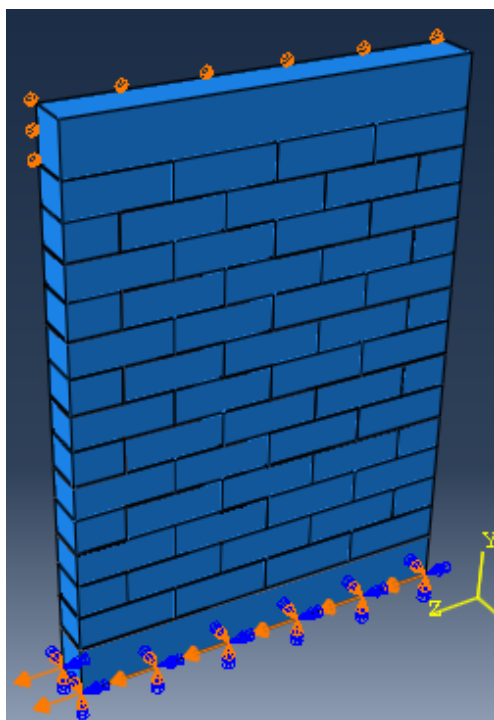


Figura 3-41: Vincoli incastrati e Spostamento laterale imposto in modello numerico

Risultati dell'analisi Time History del muro non-isolato

Sulla base dei risultati dell'analisi dinamica in time history, vengono identificate le zone critiche in cui, per la presenza di tensioni di trazione e compressione si manifesta il danneggiamento.

1- Caratterizzazione del danno nel pannello tozzo

Come si può vedere nei quadri fessurativi per sollecitazioni sismiche illustrati nelle figure sottostanti, il progressivo danneggiamento ed il successivo collasso del pannello si manifestano molto rapidamente ($T=4,29$). Il comportamento può essere descritto in tre fasi:

A-fase iniziale di vibrazione ($0 \leq T \leq 1.9$ s)

Inizialmente, si sviluppano soltanto microfessure e con l'aumento del tempo, la prima fessurazione compare (nella fase visibile) al tempo 1.9 s. L'andamento della fessurazione è diagonale con gradini nel centro di parete e si sviluppano anche fessurazioni minori.

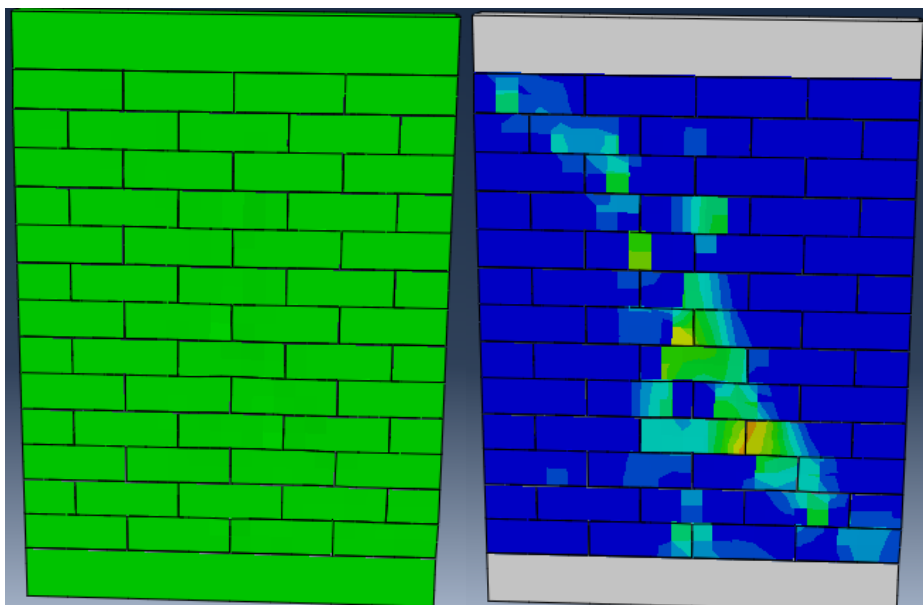


Figura 3-42 Deformazione plastica a trazione del modello numerico (nel tempo: 1.9s)

B-Formazione e sviluppo progressivo di fessure diagonali ($1.9 \leq T \leq 4.29s$)

Nella successiva fase, con il progredire del tempo, il danno già presente nella zona centrale si estende e si creano aperture di lesioni nei mattoni ed anche nei giunti orizzontali fra di essi. Le fessurazioni diagonali si uniscono in un'unica fessurazione ben marcata. Inoltre, in questa fase si sono create fratture verticali agli spigoli inferiore destro e superiore sinistro del pannello.

Il pannello, invece di assicurare un comportamento monolitico, tende a disgregarsi sotto l'effetto delle azioni dinamiche che, alternando sforzi di compressione a sforzi di trazione, determinano un pericoloso allentamento della muratura (perdita dell'effetto catena).

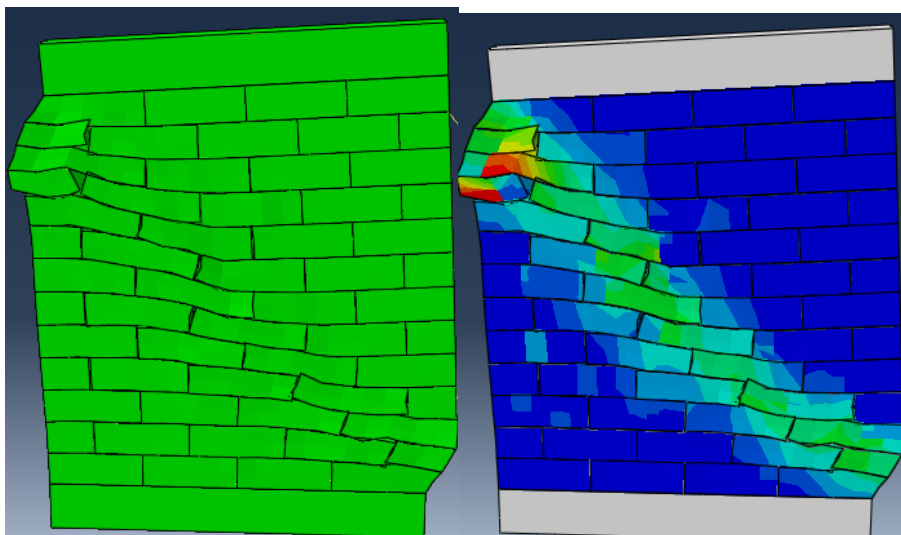


Figura 3-43: Deformazione plastica del modello numerico (nel tempo: 3.33s)

C-Stato del modello al termine della storia temporale ($T \geq 4.29 s$)

Tale fase riesce a simulare il comportamento post-rottura del pannello, Nelle vicinanze del carico di collasso, si produce un'intensa fessurazione diagonale che forma macrocedimenti alla base del pannello murario. Infine si produce il collasso completo del pannello con una rottura di tipo fragile con comportamento esplosivo. Durante il collasso, avviene il distacco degli elementi murari che fuoriescono dal proprio piano. La costruzione si disgrega in pezzi separati che possono cadere indipendentemente.

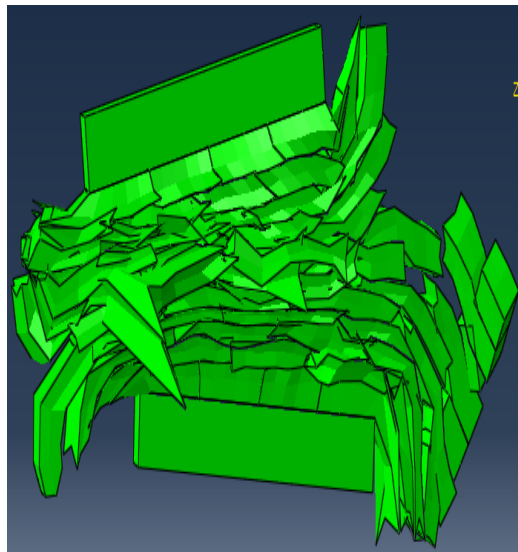


Figura 3-44 collasso totale pannello tozzo

2-Cambiamenti del comportamento dinamico

È già stato sottolineato che un edificio in muratura subisce molti cambiamenti delle sue caratteristiche dinamiche mano a mano che le fessure si propagano e sopporta spostamenti molto più grandi di quelli relativi alla fessurazione iniziale prima di avvicinarsi all'instabilità.

Il diagramma (Figura 3-45) mostra il taglio alla base del muro durante il movimento sismico (strong motion), in funzione del tempo (8 secondi).

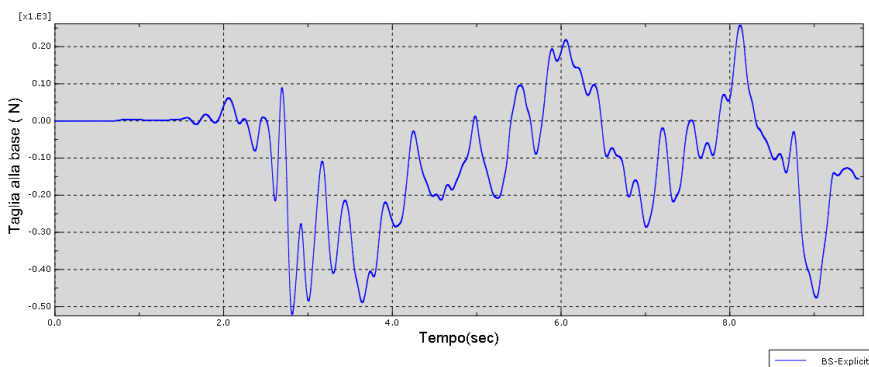


Figura 3-45: Diagramma taglio alla base del muro sottoposta a strong motion di evento sismico a BAM (elaborazione con programma di calcolo ABAQUS)

Gli spostamenti e le accelerazioni nel piano del muro, invece, hanno un cambiamento trascurabile con l'evolvere della fessurazione e non sono, di solito, cruciali per la stabilità della struttura. Mentre le fessure si propagano e i mattoni scorrono fra loro, l'attrito tra le porzioni di muro adiacenti limita gli spostamenti nel piano molto di più che quelli fuori piano, perché le porzioni di muro sono più confinate. Tuttavia, quando si sviluppa una fessura diagonale all'angolo dell'edificio, si può produrre un collasso progressivo sia nel piano sia fuori piano.

Confronto tra il collasso reale e quello del modello numerico

1- Generalmente in un terremoto con magnitudo momento superiore a 6 Mw (come quelle di Bam) la stabilità viene persa rapidamente dopo che il limite elastico è stato oltrepassato: in pochi secondi dall'inizio del terremoto si sono formate fessure diagonali attraverso i mattoni; il degrado della rigidezza cresce con il procedere del tempo fino all'incapacità di sostenere ulteriori incrementi di sollecitazione e quindi raggiunge il collasso totale immediatamente. Ciò corrisponde a quanto realmente osservato durante il terremoto di Bam, ove sono stati necessari poco più di 10 secondi per distruggere gran parte della cittadella.

2- Da osservare inoltre che il confronto tra i risultati ottenuti con le simulazioni numeriche e i danni realmente osservati nel terremoto di Bam, hanno mostrato come il meccanismo di rottura più frequente per le murature non armate (URM) fosse il collasso diagonale a taglio, a conferma della validità della simulazione.

3-È comunque da ricordare la distinzione tra sollecitazione fuori piano e nel piano. Nella realtà, il collasso mostra sia ribaltamenti che fessurazioni diagonali lungo i letti di malta ovvero, come nel caso dei crolli agli angoli, una combinazione dei due meccanismi.

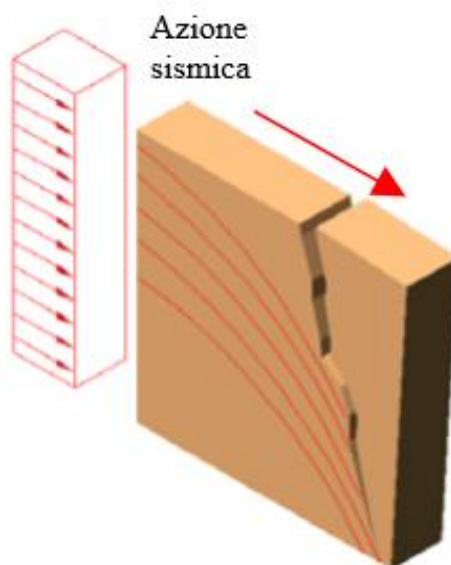


Figura 3-46: Fratture diagonali in case di muratura agli angoli delle abitazioni (Bam 2003)

Capitolo 4 Isolamento sismico del campione di pannello

4-1 Introduzione

In questo capitolo, che racchiude il lavoro principale della tesi, si presenta la modellazione numerica di una tecnica di adeguamento sismico a controllo passivo, che prevede l'isolamento alla base della struttura con isolatori elastomerici HDRB.

4-2 Strategie di intervento

Nel precedente capitolo sono stati determinati i risultati ottenuti dall'analisi time history e si è mostrato che i danni maggiori presenti nel pannello tozzo sono dovuti a meccanismi di collasso di II modo con evidenti lesioni diagonali, (rottura a taglio). Si rende quindi necessario l'utilizzo di una tecnica in grado di ridurre i danni subiti dal pannello. Si prevede l'utilizzo dell'isolamento sismico alla base mediante isolatori elastomerici (tipo HDRB), che rappresenta un metodo passivo di controllo strutturale con notevole vantaggio rispetto alle tecniche tradizionali. (Gli isolatori sismici svolgono la funzione di limitare le accelerazioni trasmesse alla struttura mediante l'abbassamento del periodo di oscillazione). Nei paragrafi successivi si descriverà la procedura di dimensionamento e modellazione agli elementi finiti degli isolatori HDRB, attraverso l'uso del software ABAQUS, e dopo inserimento isolatori nel pannello infine è stata eseguita l'analisi "time history" sul modello.

Dettaglio costruttivo del sistema di isolamento

Il sistema dell'isolamento alla base (modo passivo) è costituito da due parti principali:

A-Isolatori elastomerici HDRB:

I singoli isolatori elastomerici sono modellati come dispositivi multistrato gomma-acciaio e rappresentano quindi la forma più semplice ed economica di isolatore sismico.

B-Cordoli di appoggio:

Per poter utilizzare la tecnologia dell'isolamento sismico alla base, è necessario realizzare due travi rigide in calcestruzzo, una collocata al di sopra del sistema

dell'isolamento e l'altra collocata al di sotto di esso, per permettere una omogeneità di comportamento del sistema.

4-2-1 Normativa di riferimento

Il calcolo e le verifiche dei dispositivi di isolamento sismico vengono eseguiti attraverso il metodo degli stati limite e fanno riferimento ai seguenti testi di normativa:

- 1- Iranian Code of practice for seismic resistant design of Buildings-Standard No. 2800-3rd Edition1 (BHRC Publication No. S – 465 1st print: 2007)
- 2- Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings NO: 361,2008.
- 3- Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System, “Guideline for Design and Practice of Base Isolation Systems in Buildings” NO: 523.2010

4-2-2 Parametri sismici del sito

Com'è stato rappresentato nella figura 4-1, il muro è isolato alla base mediante 3 dispositivi HDRB e due cordoli in cls. Esso è supposto situato in zona sismica di prima categoria ($a_g=0.35$), secondo quanto specificato dalla attuale zonazione sismica Iraniana, su suolo di tipo I.

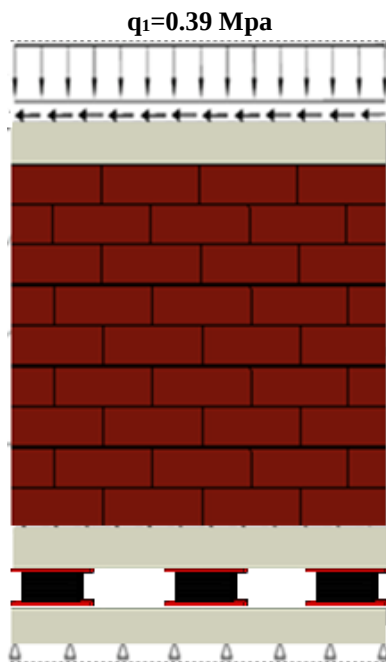


Figura 4-1 Schema della muratura

Il periodo fondamentale delle strutture a base fissa (T) da progettare è dato con l'equazione seguente:

$$T = C_1 H^{3/4} = 0.05 \text{ s}$$

Dove:

- C_1 : Coefficiente per la tipologia di struttura; vale 0.05 nel caso della muratura

- H : altezza della struttura pari a 0.9 m

Soil profile type	T_0	T_s	T^*	“Moderate” and “Low” seismicity	“High” and “very high” seismicity
				S	S
I	0.1	0.4	0.05	1.5	1.5

Tabella 4-1 Valori T_0 , T_s , T , S , per suolo di tipo I [STANDAD No. 2800]

Carichi:

I carichi verticali alla base risultano i seguenti:

Sovraccarico (precompressione iniziale: 0.39MPa): **26250 N**

Peso proprio struttura (pannello + 2 cordoli): $1110\text{N} + (2 \cdot 160\text{N}) = \underline{1430 \text{ N}}$

W: **27680N** (2,821t)

M: $0,287(\text{t} \cdot \text{s}^2/\text{m}) = 2,82 \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$

4-2-3 Dimensionamento del sistema di isolamento

Nei successivi paragrafi è illustrato il processo di dimensionamento e verifica dei dispositivi di isolamento HDRB per un pannello murario. (Secondo la normativa iraniana)

A-Scelta dei parametri iniziali degli isolatori

Il sistema di isolamento sarà costituito da dispositivi di gomma e acciaio del tipo HDRB caratterizzati da un coefficiente di smorzamento equivalente al critico, B_D (ξ_{eq}), pari al 10% ed un modulo di taglio della gomma, G , pari a 0.7MPa.

Sarà assunto un periodo di isolamento, T_{is} , pari a 2.5 s e una tensione verticale di progetto dei dispositivi, $\sigma'_G(P_m)$ pari a 7MPa.

I parametri di predimensionamento del sistema dell'isolamento sono quindi:

N	Parametri	Valore
1	Smorzamento equivalente β	10%
2	Max. Deformazione a taglio	120 %
3	Allungamento rottura ε_b	500%
4	Modulo di taglio dell'elastomero G	0.7 MPa
5	Tensione verticale di progetto dei dispositivi	7 MPa
6	Periodo di isolamento T_D	2.5 sec

Tabella 4-2 Parametri di Pré dimensionamento del sistema di isolamento

B-Calcolo della rigidezza target del sistema di isolamento (K_{eff})

La rigidezza equivalente del sistema dell'isolamento K_{eff} si ottiene mediante la seguente equazione:

$$K_{eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2 = \frac{2.82}{9.8} \left(\frac{2\pi}{2.5} \right)^2 = 1.81 \text{ ton/m}$$

D- Calcolo dello spostamento di progetto (D_D)

Lo spostamento del sistema dell'isolamento (in direzione orizzontale) per il terremoto di progetto è stato determinato mediante l'equazione seguente:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D} = 0,297 \text{ m}$$

dove:

- B_D è Coefficiente di Smorzamento è si ricava attraverso la Tabella 4-3:

Smorzamento equivalente $\beta\%$	2	5	10	20	30	40	50
B_D	0.8	1	1.2	1.5	1.7	1.9	2

Tabella 4-3: Valori del Coefficiente di Smorzamento(B_D)

$-SD_1$ è Accelerazione spettrale di progetto per il periodo di 1 s (g) è fornita dalla seguente relazione:

$$SD_1 = A \times B = 0.35 \times 1.75 = 0.6125$$

In cui B è il fattore della risposta struttura (Building Response Factor):

$$B = 1 + S\left(\frac{T}{T_0}\right) = 1.75 \quad 0 \leq T \leq T_0$$

E-Calcolo dello spessore totale degli strati interni di gomma (t_e)

Come si vede in figura 4-2, lo spessore totale dell'elastomero è fornito dalla seguente relazione:

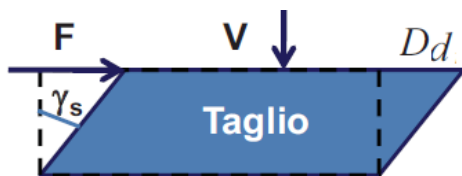


Figura4-2 Strato di gomma soggetto a forze orizzontale

$$t_t = \frac{D_D}{\gamma_{\max}} = \frac{0.297}{1.2} = 0.247 \text{ m}$$

dove:

γ_s è la deformazione a taglio ($\gamma_s=120\%$)

D_d rappresenta lo spostamento orizzontale imposto al dispositivo.

F-valutazione del fattore di forma (s) mediante il rapporto tra rigidità verticale e orizzontale:

Il fattore di forma (shape factor) è il parametro meccanico che governa il comportamento dei dispositivi sotto carico verticale, tenendo conto che gli effetti delle concentrazioni di tensioni ai bordi sono strettamente correlati ai valori assunti da questo fattore di forma.

Il fattore di forma primario è definito come rapporto tra l'area caricata e la superficie laterale libera di espandersi dello strato di gomma,

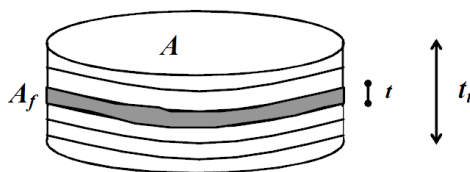


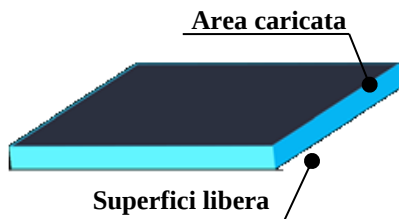
Figura 4-3. Influenza del fattore di forma primario S1 sulla geometria dei dispositivi HDRB.

Il fattore di forma S è definito dalla relazione:

$$S = A/A_f$$

Nel caso di un isolatore elastomerico a sezione rettangolare:

$$S_1 = \frac{\pi ab}{2(a+b)t}$$



Dove:

a, b sono i lati singolo strato di elastomero

t è lo spessore del singolo strato di elastomero

(I valori del fattore di forma primario S1 compresi tra 12 e 30E stato fissando il valore minimo ammesso per il fattore di forma primario $S_1=12$)

F-1 Il rapporto tra rigidezza verticale e orizzontale (K_V/K_H)

I parametri progettuali fondamentali nella determinazione delle rigidzze verticale ed orizzontale sono le caratteristiche geometriche degli isolatori e le caratteristiche meccaniche dell'elastomero.

F-1-1 Rigidezza orizzontale (K_H)

La rigidezza orizzontale del singolo isolatore si ottiene dalla seguente relazione:

$$K_H = \frac{GA}{t_e}$$

dove:

G è il modulo dinamico di taglio dell'elastomero; ($G=0.7$ Mpa)

A è l'area caricata;

t_e è lo spessore totale della gomma

F-1-2 Rigidezza verticale (K_v)

Cuscinetti elastomerici in direzione assiale sono stati modellato come una molla lineare con una rigidità costante, come mostrato nella Figura 4-4:

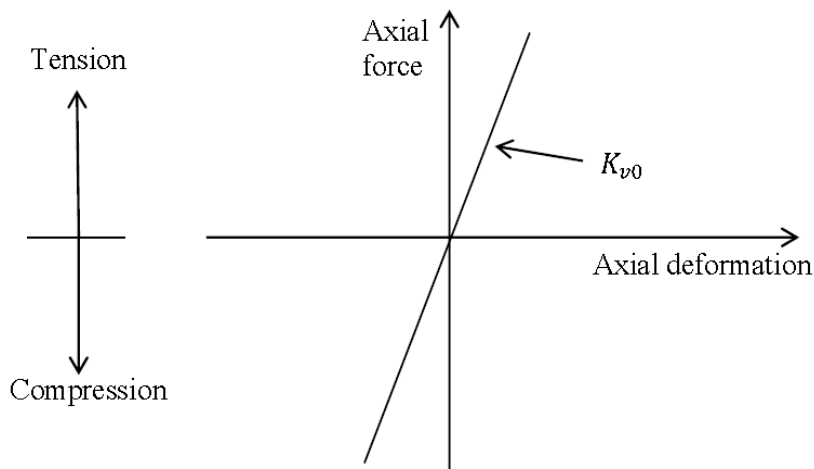


Figura 4-4: la rigidità lineare di cuscinetto elastomerico in direzione verticale(k_v)

La rigidità verticale del singolo strato elastomerico si ottiene dalla seguente relazione:

$$K_v = \frac{E_c \times A}{t}$$

- E_c è modulo elastica a compressione:

Il rapporto tra rigidità verticale e orizzontale è determinato dalla relazione fornita dalle normative iraniana (STANDARD N.2800 ver.3)

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{\frac{E_c \cdot A}{t_r}}{\frac{G \cdot A}{t_r}} = \frac{E_c}{G} \geq 400$$

E secondo normativa americana (l'UBC 97 Code):

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{6.73 G S^2}{G} = 6.73 S^2 \geq 400$$

E in fine il valore $S1=12$ che è stato scelto in parte precedente deve soddisfare disequazione:

$$6.73 \times 12^2 = 969 \geq 400 \text{ O.K}$$

G-Calcolo dell'area della superficie del singolo strato di elastomero (A_e):

Seconda normativa iraniana A_e è il massimo di tre valori: A_1, A_2, A_3

$$A_e = \text{MAX} (A_1, A_2, A_3)$$

G-1 Calcolo dell'area (A_1)

A_1 è l'area efficace secondo tensione verticale ammissibile per carichi gravitazionali:

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_c} = 2.821/713.8 = 0.0039 \text{ m}^2$$

Dove:

$-P_m(\sigma)$ è la tensione di compressione media che in fase di progetto è in genere assunta variabile tra 3 e 9 MPa (è stato scelto, P_m pari a 7 MPa o 713.8 t/m²)

G-2 Calcolo dell'area (A_2):

A_2 è l'area efficace sulla base della deformazione taglio sotto carichi gravitazionali

$$\gamma_c \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \qquad A_2 = \frac{6 S W}{E_c \cdot \gamma_c}$$

Dove:

$-E_c$ è modulo elastico a compressione:

Nell'ipotesi di materiale incompressibile il modulo istantaneo a compressione del dispositivo a sezione quadrata vale:

$$E_c = 6 \cdot G \cdot S^2 = 6 \times 71.37 \times 12^2 = 61664 \text{ t/m}^2$$

$-\varepsilon_b$ è allungamento rottura

In genere è limitata dalle normative nella misura del 500% circa

$$\frac{6SW}{E_c A_2} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \Rightarrow 6 \times 12 \times \frac{2.821}{61665 \times A_2} \leq \frac{500\%}{3} \Rightarrow A_2 > 0.002 \text{ m}^2$$

$$A_{sf} = \frac{K_{eff} \cdot t_t}{G} = \frac{1.81 \times 0.198}{71.34} = 0.005 \text{ m}^2$$

G-3 Calcolo dell'area (A_3)

L'area ridotta efficace per isolatore elastomerico rettangolare è definita come segue (figura 4-5):

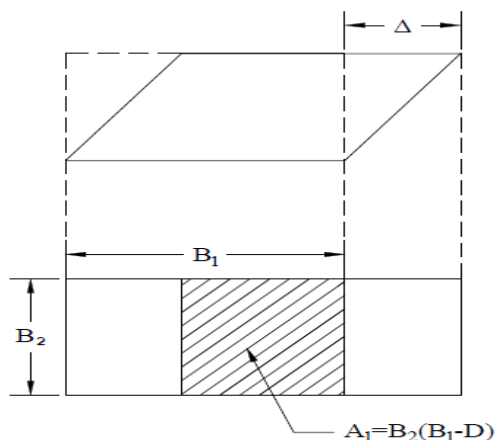


Figura 4-5: L'area ridotta efficace (da Constantinou et al.2007)

$$A_3 = A_{re} = A \times \left(1 - \frac{\Delta_s}{B}\right) = 0.0084 \text{ m}^2$$

Dove:

- D_D (Δ_s) è lo spostamento dell'isolatore in direzione orizzontale, calcolato in precedenza pari a 0.297 m

- B è lato dell'isolatore rettangolare pari a 0.085

$$A = \text{Max} (A_1, A_2, A_3) = (0.004, 0.005, 0.0085) = 0.0085 \text{ m}^2$$

Calcolo dello spessore del singolo strato di gomma

Nel caso di un isolatore elastomerico a sezione rettangolare:

$$t_r = \frac{B \times L}{2(L+B) \times S} = \frac{0.1 \times 0.085}{2(0.1 + 0.085) \times 12} = 0.0079 = 0.008 \text{ m}$$

Numero strati di gomma

$$N = \frac{t_t}{t_r} = 5$$

Calcolo dello Spessore delle piastre interne di acciaio:

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}) \times P_{DL+LL}}{A_{re} \times F_s}$$

$$t_s = 0.002 \text{ m}$$

Dove:

- F_s è tensione ammissibile acciaio A360 (il tipo più comune di acciaio utilizzato nella costruzione) pari a $0.6f_y = 14400$

- t_i, t_{i+1} sono spessori degli strati di gomma rispettivamente inferiore e superiore di piastra d' acciaio pari a 0.008

Calcolo dell'altezza totale dell'isolatore

$$H = 5 \times t_r + 4 \times t_s + 2 \times s = (5 \times 0.008 + (4 \times 0.002) + (2 \times 0.010)) = 0.068 \text{ m}$$

- S è Spessore delle piastre terminali di acciaio (per il collegamento dell'isolatore alla sovrastruttura ed al supporto) pari a 0.010 m.

Caratteristiche di dettaglio del sistema dell'isolamento

Il sistema dell'isolamento è realizzato mediante 3 isolatori elastomerici in gomma (a sezione rettangolare) e in tabella 4-4 e figura 4-6 sono riportate le caratteristiche degli isolatori utilizzati:

Parametri dimensionamento dispositivo HDRB	
Sezione rettangolare, 100*85	8500 mm ²
Altezza totale dell'isolatore (H)	68 mm
Spessore degli strati interni di gomma (t_e)	5x8mm
Spessore delle piastre interne di acciaio (t_s)	4x2mm
Spessore delle piastre terminali di acciaio(s)	2x10mm

Tabella 4-4: Principali caratteristiche geometriche isolatore HDRB

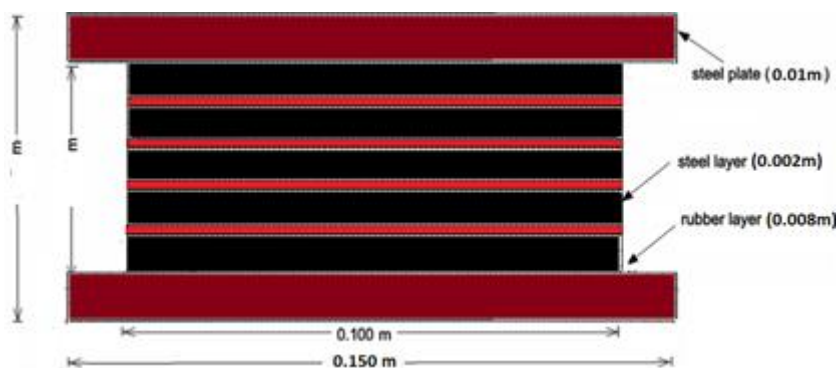


Figura 4-6 isolatore HDRB (100*85 mm)

4-3 Criteri di modellazione degli isolatori sismici in ABAQUS

Come anticipato in precedenza, cuscinetti elastomerici sono stati convenzionalmente modellati mediante una molla lineare nella direzione verticale. Però, gli esperimenti (Constantinou et al. -2007) hanno dimostrato una risposta altamente non-lineare

associata a cavitazione, isteresi e accoppiamento con spostamento orizzontale sotto carico di trazione.

Modelli matematici

Vari modelli matematici sono stati proposti per descrivere il comportamento di carico-deformazione di cuscinetti elastomerici, e nel codice di calcolo ABAQUS ci sono due modi per rappresentare il modello fisico di un isolatore:

1) **Modello continuo tridimensionale:** Nell'approccio di modellazione continuo, un isolatore si può modellare come un oggetto continuo tridimensionale con proprietà di materiale e geometriche assegnati a diversi componenti dell'isolatore, (questi Modelli iper-elastici utilizzando le funzioni di densità dell'energia di deformazione che saranno descritti nel dettaglio nei paragrafi successivi.)

2) **Modello discreto tridimensionale:** in cui due nodi sono collegati da sei molle per rappresentare il comportamento meccanico in ciascuna delle sei direzioni (tre di traslazione e tre di rotazione).

ABAQUS prevede la possibilità di utilizzare un elemento di "connettore" per creare modelli discreti, (è simile a quello di collegamento elemento / supporto in SAP2000) Ma non si prevede l'opzione diretta di utilizzare il modello "Bouc-Wen" per la modellazione di isolatori sismici.

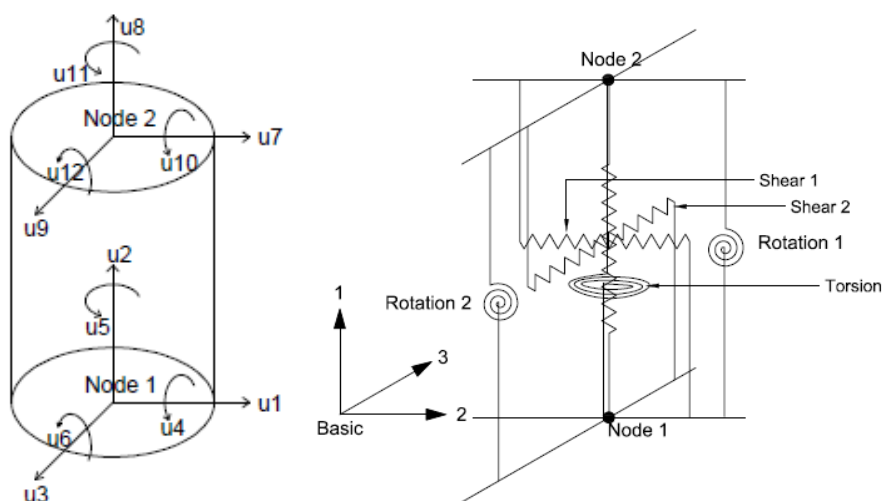


Figura 4-7: Modello fisico discreto tridimensionale di isolatore HDRB (proposta da Grant 2004)

La forma generale della matrice di rigidezza, K_b , e vettore di forza F_b , nel sistema di coordinate di base per gli elementi della rappresentazione considerata sopra:

$$K_b = \begin{bmatrix} Axial & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & Shear1 & Shear12 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & Shear21 & Shear2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & Torsion & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & Rotation1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & Rotation2 \end{bmatrix} \quad f_b = \begin{bmatrix} Axial \\ Shear1 \\ Shear2 \\ Torsion \\ Rotation1 \\ Rotation2 \end{bmatrix}$$

La modellazione continua è consigliata solo per casi che vuole studiare il comportamento di un singolo isolatore mentre per l'analisi dei isolatori in grandi dimensioni, deve essere utilizzato il modello di isolatori discreti.

4-3-1 Procedura di modellazione degli isolatori HDRB

In questo lavoro di ricerca è stato scelto primo modo di modellazione (Continuum hyperelastic model) e nei paragrafi successivi è descritta la procedura della modellazione agli elementi finiti degli isolatori HDRB nel codice di calcolo ABAQUS (e tipologie di modelli, materiali e carichi che possono essere adottati).

Per la modellazione numerica del dispositivo elastomerico si devono affrontare i seguenti problemi:

-scelta caratteristiche geometriche e materiali impiegati

- scelta del tipo di elemento finito;

- scelta della legge costitutiva del materiale;

- studio delle condizioni di carico e di quelle al contorno;

-discretizzazione del dispositivo;

-scelta della tipologia di analisi

-Caratteristiche geometriche e materiali impiegati(PARTS)

Il cuscinetto elastomerico HDRB è stato modellato come un oggetto multistrato alternati in gomma e acciaio e quindi sono stati definiti 3 singoli elementi che costituiscono il modello di gomma armata:

1-piastra terminale: sono le due lastre di acciaio con spessore 10 mm che poste alla parte superiore e inferiore dell'isolatore.

2-piastra interna: sono piastre di acciaio con spessore 2mm.

3-strato di elastomeri: sono gli strati interni di gomma con spessore 8mm.

-Tipo di elemento finito;

Per la modellazione sono stati utilizzati gli elementi C3D8R (elemento brick ad 8 nodi con funzione di interpolazione trilineare) per le piastre d'acciaio e anche per gli strati di gomma.

-Comportamento meccanico dei materiali impiegati (Property)

Tipologie dei Materiali:

I dispositivi HDRB sono costituiti da due materiali:

1-Acciaio: è usato per piastre interne e terminali.

2-Gomma: è usato per strati di elastomeri.

Proprietà meccaniche

L'acciaio

L'acciaio è stato modellato come un materiale elastico lineare; è stato considerato un acciaio tipo Fe 430 (tensione ultima ($f_u=430 \text{ N/mm}^2$) con le conseguenti caratteristiche meccaniche elencate in seguito:

Acciaio laminato a caldo S275JR UNI EN 10025 (Fe430)	
Modulo di elasticità (E)	210 GPa
Coefficiente di Poisson	0.3
Peso specifico	7850kg/m ³

Tabella 4-4 Acciaio laminato a caldo S275JR UNI EN 10025 (Fe430)

Gomma

La gomma è stato modellato come materiale iperelastico; è stata considerata gomma naturale UNI60ShA con le conseguenti caratteristiche meccaniche elencate in seguito:

High Damping Rubber (HDR)	
Peso specifico	1200 kg/m ³
Modulo di elasticità tangenziale(G)	0.7 MPa
Modulo di compressibilità volumetrica (E_b)	2000 MPa

Tabella 4-5 le caratteristiche della gomma impiegata

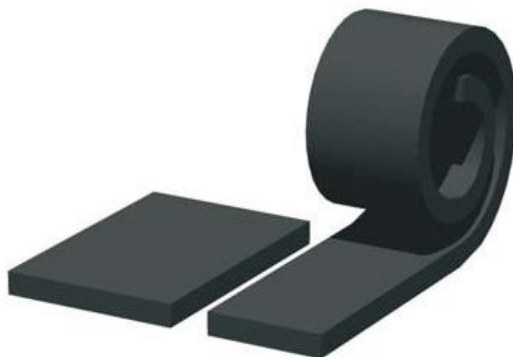


Figura-4-8: Gomma naturale UNI 60 ShA - G10

Caratterizzazione del comportamento meccanico di un elastomero

Come già sottolineato precedentemente, le gomme generalmente sono materiali, quasi incompressibili con effetti di non linearità geometriche (effetti del second'ordine). Quindi modelli iperelastici sono utilizzati per la gomma quando i metodi agli elementi finiti vengono utilizzati per modellare isolatori elastomerici.

Energia potenziale di deformazione

Modelli iperelastici fanno uso del termine dell'energia potenziale di deformazione U che definisce la quantità di energia di deformazione accumulata nel materiale per unità di volume di riferimento tramite una funzione della deformazione istantanea del materiale.

L'energia potenziale di deformazione, U , può essere disaccoppiata in un componente di taglio W , e in un componente volumetrico $U_{\text{dilatational}}$:

$$U = W + U_{\text{dilatational}}$$

$$U = W(I_1, I_2) + U_{\text{dilatational}}(I_3)$$

Esistono, in letteratura, diverse forme di energia potenziale di deformazione per la modellazione di un elastomero, e alcuni dei modelli iperelastici disponibili nel codice ABAQUS sono identificati nella tabella 4-6:

Physical models	Material parametrs
Arruda-Boyce	2
Van der waals	4
Phenomenological models	
Polynomial (order N)	$\geq 2N$
Mooney-Rivlin (1 st order)	2
Reduced polynomial (independent of I_2)	N
Neo-Hookean (1 st order)	1
Yeoh (3 rd order)	3
Ogden (order N)	2N
Marlow (independent of I_2)	n.a

Tabella 4-6: Modelli iperelastici utilizzati in ABAQUS (Dassault, 2010)

Se il modulo di taglio iniziale della gomma è noto, il modello Neo-Hookean (Rivlin, 1948) è un modello adatto per le deformazioni di taglio a trazione fino al 40%, nel qual caso non è richiesta alcuna serie di dati sperimentali; invece il modello “**Ogden**” è inadeguato per grande deformazione ma per realizzarlo serve avere più valori delle prove sperimentali eseguite sulla gomma;

Infine, i modelli Iper-elastici possono essere utilizzati per simulare il comportamento non-lineare della gomma. Però, le limitazioni in termini di elevato numero di parametri incogniti, dipendenza da dati sperimentali, e l'incapacità di riprodurre il comportamento isteretico causa dei danni, e quindi per questi motivi non è un metodo popolare per l'analisi di grandi strutture con molti componenti strutturali.

Scelta della legge costitutiva del materiale gomma

In questo lavoro di ricerca è stato scelto il modello costitutivo “Neo-Hookean” (trascurando perciò la viscoelasticità, l'isteresi e l'effetto “Mullins”).

Questo modello è un modello Iper-elastico più semplice e diffuso in analisi agli elementi finiti, che ipotizza una “**strain energy function**” (U) indipendente da dati sperimentali e definita a di due parametri C_{10} e D_1 :

$$U = C_{10}(I_1 - 3) + \frac{1}{D_1} (I_1^{0.5} - 1)^2$$

Il modulo di taglio iniziale e il modulo di compressibilità volumetrica sono definiti come segue.

-Il modulo di taglio iniziale è dato da $G = 2C_{10}$;

-Il modulo di comprimibilità volumetrica è in relazione con D_1 attraverso l'espressione $E_B = 2 / D_1$.

Input del legame costitutivo del materiale elastomerico

Come si è riportato nella figura 4-8 il codice di calcolo ABAQUS richiede dei coefficienti C_{10} e D_1 di equazione “**Neo-Hookean**”

$$C_{10} = G / 2 = 0.7 / 2 = 0.35 \text{ Mpa} \quad - \quad D_1 = 2 / E_B = 0.001 \text{ Mpa}^{-1}$$

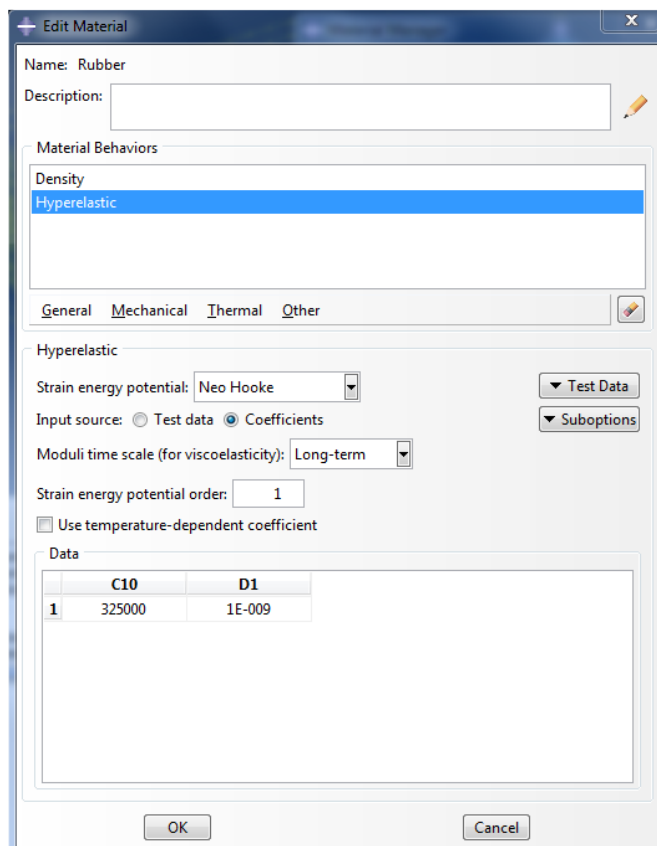


Figura 4-9 definizione coefficienti di equazione neo-hookean

Materiale	Proprietà	Explanation
Gomma(Rubber)	$C_{10}=0.35 \text{ Mpa}$	Coefficienti di equazione “Neo-Hookean”
	$D_1=0.001 \text{ Mpa}^{-1}$	
	$G=0.70 \text{ MPa}$	Modulo di taglio
Piastra di acciaio	$E= 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa}$	Modulo elastico
	$V = 0.3$	Coefficiente di Poisson
	$\sigma_y = 240 \text{ Mpa}$	Tensione snervamento

Tabella 4-8 Caratteristiche meccaniche dei materiali (gomma e acciaio) costituenti gli isolatori

Definizione delle caratteristiche della mesh e assemblaggio

L'analisi è tanto più significativa quanto maggiore è il grado di dettaglio della mesh, quindi risulta “mesh dependent” e fortemente condizionata dalle operazioni di definizione del modello.

Il cuscinetto elastomerico è stato meshato come un oggetto multistrato alternato in gomma e acciaio. Per gli strati di gomma è stato utilizzato elementi solidi C3D8R (Continuum, 3DOF, 8node linear break+Reduced integration) e anche per gli strati di acciaio è stato utilizzato lo stesso tipo di elemento.

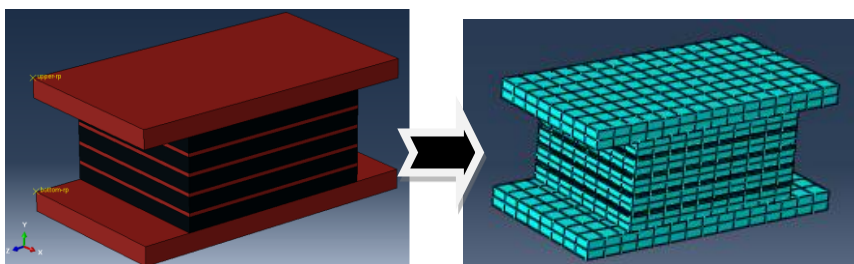


Figura 4-10 3D MESH dell'isolatore gomma

4-3-2 Inserimento degli isolatori sismici nel modello

Per collegare isolatori elastomerici (piastra terminale) e cordoli stata utilizzata una connessione di tipo “**TIE CONSTRAINT**” in grado di vincolarne gli spostamenti e le rotazioni relative. E nella schematizzazione seguente si mostra la disposizione dell'isolatore sul modello:

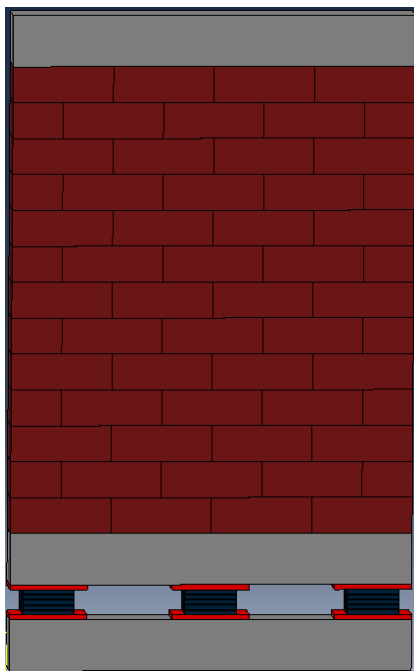


Figura 4-11 disposizione degli isolatori sul provino

Stima del tempo totale dell'analisi in ABAQUS

Come già indicato, l'analisi è stata implementata in modalità dinamica (**Esplicita**) per una durata temporale di 8 secondi.

Il tempo di calcolo è fortemente dipendente dalle dimensioni del modello; per grandi modelli il tempo di calcolo può essere notevole. Inoltre, questo modello matematico con un vasto numero di elementi solidi e gradi di libertà e molteplicità di nodi nella mesh e anche differenza moduli elastici dei materiali è possibile attendersi un elevato tempo di calcolo. Sulla base dei valori riportati nella tabella seguente può stimare il tempo di calcolo nelle analisi:

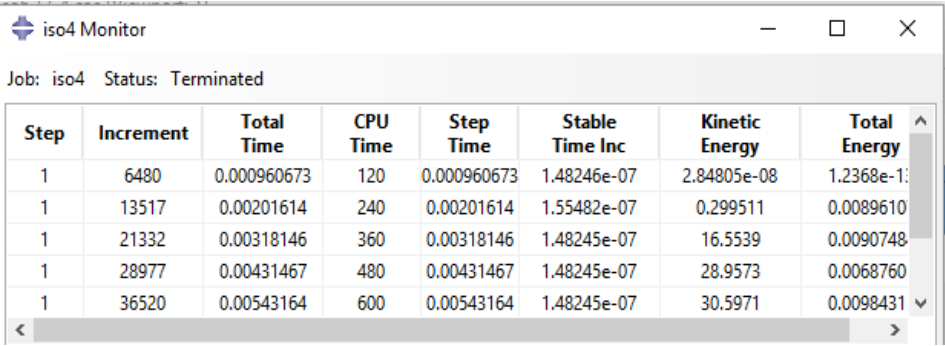
dove:

Period of dynamic analysis: 8 sec

Step time: 0001 sec

Cpu time: 120 sec

Tempo di calcolo = $8 / 0.001 * 120 / 60 = 3000$ Min



Step	Increment	Total Time	CPU Time	Step Time	Stable Time Inc	Kinetic Energy	Total Energy
1	6480	0.000960673	120	0.000960673	1.48246e-07	2.84805e-08	1.2368e-1
1	13517	0.00201614	240	0.00201614	1.55482e-07	0.299511	0.0089610
1	21332	0.00318146	360	0.00318146	1.48245e-07	16.5539	0.0090748
1	28977	0.00431467	480	0.00431467	1.48245e-07	28.9573	0.0068760
1	36520	0.00543164	600	0.00543164	1.48245e-07	30.5971	0.0098431

Figura 4-12: Tempo di elaborazione, s in ABAQUS

Per ridurre i tempi di calcolo nell'analisi è stata utilizzata una tecnica di parallelizzazione su processori multi-core di Intel Core i7 “(Nel trasferimento ABAQUS di calcoli da 2 Core CPU a 4 Core della CPU, il fattore di aumento di velocità è stato 1.7 volte.)

4-4 Risultati dell'analisi Time History del muro isolato

In questa parte della tesi si sono valutati i vantaggi conseguibili mediante l'applicazione della tecnologia dell'isolamento in termini di danno alla struttura. Questo è stato possibile grazie ai risultati ottenuti da analisi Time History inelastiche effettuate su un modello numerico 3D di pannello a base fissa e isolata attraverso l'uso del software ABAQUS. L'analisi è stata condotta per la parte di strong motion del terremoto di Bam (circa 8 s).

4-4-1 Caratterizzazione del danno nel pannello isolato

Le figure 4-13, 4-14 e 4-15 mostrano il progredire del quadro fessurativo fino al crollo del muro isolato; la sequenza è descritta in tre fasi:

A-fase iniziale di vibrazione ($0 \leq T \leq 2.7$ s)

Inizialmente, si sviluppavano soltanto microfessure e fessurazioni minori nel centro della parete.

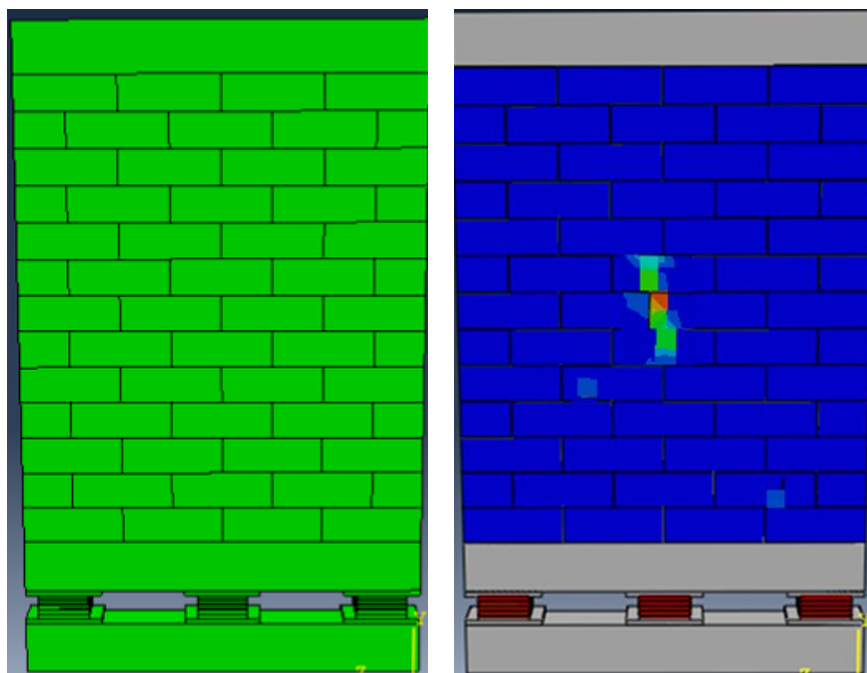


Figura 4-13 Deformazione plastica a trazione del modello isolato alla base (nel tempo: 2.7 s)

B-Formazione e sviluppo progressivo di fessure diagonali ($2.7 \leq T \leq 6.2s$)

Nella successiva fase (Figura 4-14), con l'aumentare del tempo le fessure diagonali si sono moltiplicate e propagate, portando progressivamente il pannello al collasso. Si nota che in questa fase non si sono formate fratture verticali agli spigoli (come nel pannello semplice non isolato).

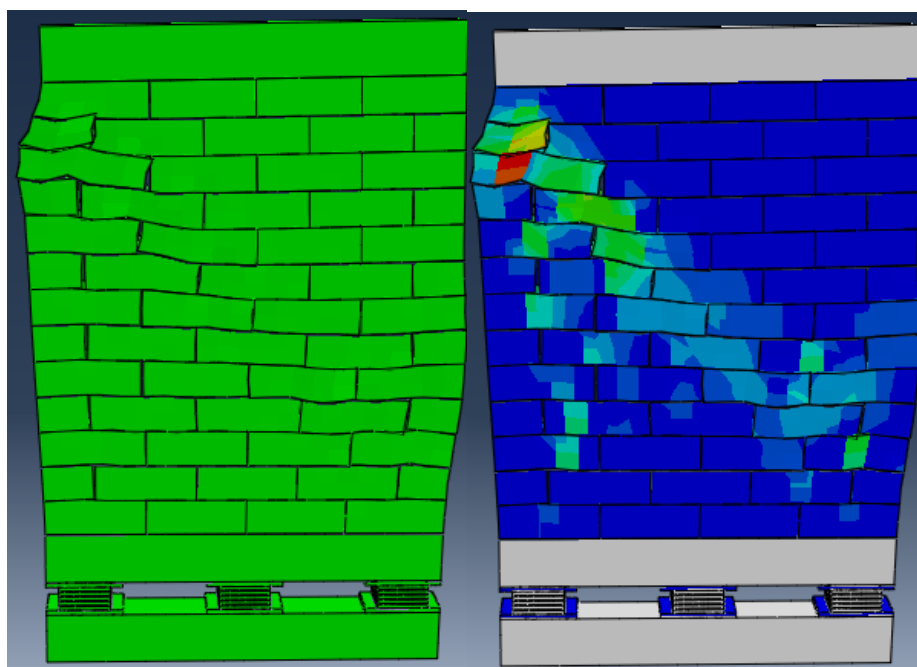


Figura 4-14 Deformazione plastica a trazione del modello isolato alla base (nel tempo: 6.2 s)

C- Stato del modello al termine della storia temporale ($T \geq 6.2$ s)

Tale fase riesce a simulare il comportamento post-rottura del pannello; la rottura è di tipo fragile con comportamento esplosivo, in cui avviene il distacco dei laterizi che fuoriescono dal proprio piano. Il pannello si rompe in pezzi separati che possono cadere indipendentemente l'uno dall'altro.

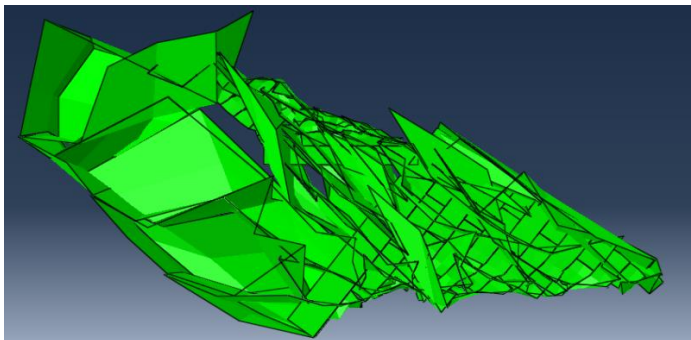


Figura 4-15: collasso totale del pannello tozzo

Il vantaggio principale apportato dall'introduzione della tecnica dell'isolamento è che, per scosse di forte intensità come Bam, si verifica un incremento del 50% in termini di tempo della capacità della struttura di resistere prima del collasso. Inoltre, si verifica un notevole incremento di resistenza e di duttilità del pannello murari oggetto di studio. In particolare, risulta essere contrastata l'apertura delle fessure, riducendo considerevolmente il tipico danneggiamento dei pannelli murari sottoposti a taglio-compressione o compressione diagonale.

4-4-2 Confronto dei risultati tra sistema a base fissa e sistema a base isolata

Diagramma dello sforzo di taglio della struttura muraria sottoposta allo evento sismico di Bam della, misurato alla base del muro: a base fissa (linea blu) e a base isolata (linea rosso). Risulta evidente la minore entità, dello sforzo di taglio sopportato dal muro su base isolata rispetto a quello su base fissa.

Questo implica chiaramente una maggiore conservabilità della struttura stessa, il cui comportamento rimane in campo elastico lineare anche in caso di forti eventi sismici (elaborazione con programma di calcolo Abaqus.)

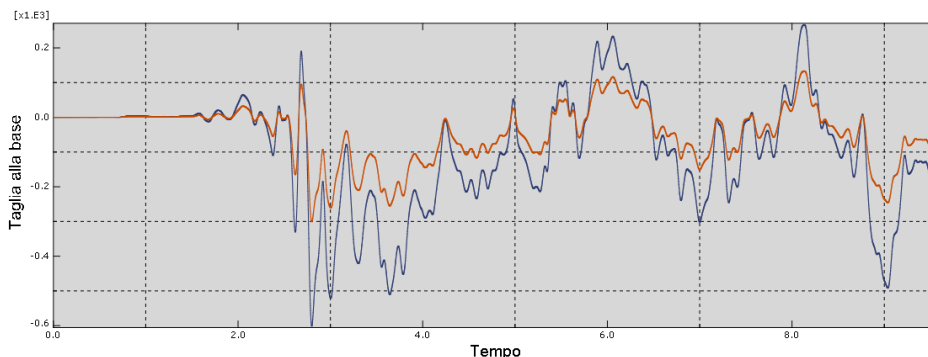


Figura 4-16: collasso totale del pannello tozzo

Conclusioni

Qualsiasi terremoto significativo occorso in regioni dove l'architettura in muratura è molto diffusa ha prodotto morti tragiche e considerevoli danni materiali. Occorre comunque osservare che molto spesso i danni subiti dalle costruzioni in muratura durante gli eventi sismici hanno fatto ingiustamente ritenere che tale tipologia non fosse idonea a sopportare le azioni dovute ai terremoti. Questa interpretazione negativa ha da un lato spinto all'utilizzo di altre tecnologie costruttive, specialmente in zona sismica, e dall'altro ha portato ad interventi molto pesanti di recupero del patrimonio esistente tali da snaturare la concezione statica originaria.

Per l'edilizia storica si pone quindi un problema generale di conoscenza, prima di tutto, e poi di manutenzione dei presidi antisismici esistenti, attraverso operazioni sistematiche volte anche a riscoprire quel patrimonio di conoscenze tecniche che nel tempo tende a svanire. Tuttavia, un studio progettuale poco approfondito può diventare la causa di intervento inefficace o addirittura dannoso, che può rivelarsi catastrofico nel caso di un evento sismico importante, come si è purtroppo osservato a Bam.

Le strutture murarie originali talvolta presentano danni significativamente inferiori a quelle che erano state restaurate e spesso i lavori di restauro del ventesimo secolo si sono comportati peggio rispetto a quelli antichi (gli stessi comportamenti peggiorativi dei lavori restauro si possono anche osservare nei monumenti storici nella città di Isfahan).

Nella ricerca svolta, si è affrontato il tema della modellazione del comportamento sotto sisma delle murature e dell'efficacia dei dispositivi di mitigazione delle vibrazioni sismiche con isolamento alla base, in quanto questa tecnica è stata ritenuta più idonea degli interventi di rinforzo strutturale per le tipologie strutturali considerate. Sono stati definiti dei modelli numerici ad elementi finiti di pannelli murari con vari rapporti di snellezza ed essi sono stati analizzati, in condizioni statiche e dinamiche non lineari, senza e con isolamento alla base costituito da dispositivi elastomerici. L'analisi dinamica non lineare (time history) eseguita per la porzione di strong motion dell'accelerogramma di Bam, ha fornito risultati in linea con le evidenze osservate nel corso di tale evento. In questo lavoro, per indisponibilità di dati sperimentali sui mattoni storici, sono state utilizzate le caratteristiche di mattoni moderni, di più frequente impiego per edifici residenziali in muratura non armata. Si osserva comunque che la maggior parte dei morti per il terremoto di Bam si trovavano in questo tipo di costruzioni mentre la cittadella era solo un sito archeologico. Al momento del sisma, avvenuto alle 5 di mattina, solo tre persone stavano dormendo nel complesso della cittadella.

I risultati del lavoro consentono di affermare che l'introduzione di isolatori elastomerici può costituire una tecnica efficace di intervento in grado di garantire protezione nei confronti di eventi sismici anche per gli edifici facenti parte del patrimonio architettonico storico. Tuttavia, date le caratteristiche del terremoto di Bam (near source con alto potenziale distruttivo), la protezione fornita dagli isolatori elastomerici, dimensionati in accordo alle norme iraniane, non si è dimostrata sufficiente a garantire la sopravvivenza dei pannelli murari analizzati.

Sviluppi futuri

gli isolatori elastomerici tradizionali non si sono mostrati in grado di fornire la completa protezione da eventi con caratteristiche simili al terremoto di Bam. L'applicazione di isolatori adattivi (sistema di controllo ibrido) costituiti da elastomeri magnetoreologici potrebbe invece fornire la soluzione al problema.

Nell'ambito del presente lavoro di tesi sono stati presentati e discussi i modelli matematici per la simulazione del comportamento di tali isolatori. Tuttavia non è stato possibile, per la limitatezza del tempo e degli strumenti di calcolo disponibili, procedere all'esecuzione di analisi numeriche introducendo tali tipi di isolatori nei modelli ad elementi finiti dei pannelli murari. Dette analisi possono costituire interessanti sviluppi da perseguire in futuro.

Inoltre per completare lo studio, a cui spero di aver **contribuito**, anche se in piccola parte, **degnamente**, sarebbe necessario considerare nei modelli ad elementi finiti le effettive caratteristiche dei materiali storici, in particolare dei mattoni crudi e delle malte di cui sono costituiti i principali monumenti dell'Iran.

Bibliografia

1-I Sole 24 Ore, “Le zone più pericolose del mondo”, 8 aprile 2009

1-Rai, N.K., Reddy, G.R., Ramanujam, S., Venkatraj, V. and Agrawal, P. (2009). “Seismic Response Control Systems for Structures”, *Defence Science Journal*, 59(3), 239-251.

2-Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K. and Chassiakos, A.G. (1997). “Structural Control: Past, Present, and Future”, *Journal of Engineering Mechanics*, 123(9), 897-971.

3-Luigia Binda e Antonella Saisi, “Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale”, DIS - Dipartimento di Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano.

3-Naderzadeh, A. and Keypour, H. (2007). “Use of New Technologies in Construction of Buildings and Retrofitting of Existing Buildings against Earthquakes - Introduction of Base Isolation Systems”, (in Persian)

4-Walter Salvatore e Francesco Morelli “Dispositivi strutturali antisismici” Dipartimento di Ingegneria Civile – Università di Pisa.

5-Francesco Salvatore “isolamento sismico: le tappe storiche dal 1266 ad oggi”

6-Serena Pesenti “Il progetto di conservazione: linee metodologiche per le analisi preliminari, l'intervento, il controllo di efficacia”.

7-Lorenzo De Stefanis, “Tecniche innovati per il miglioramento sismico di edifici storico –monumentali” Tesi di dottorato presso l'Università di Padova.

8-M. Dolce, D. Cardone, F.C. Ponzo, A. Di Cesare: "Progetto di edifici con isolamento sismico", Ed. IUSS Press.

9-T.T. Soong, B.F. Spencer Jr, “Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the practice”, *Engineering Structures* 24 (2002) 243–259.

10-Michael D. Symans, Michael C. Constantinou, “Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review”, *Engineering Structures* 21.

11-H. Cao, A.M. Reinhorn, T.T. Soong, “Design of an active mass damper for a tall TV tower in Nanjing”, China, Engineering Structures, Vol. 20, No. 3, pp. 134-143, 1998

12-Ghorbani-Tanha AK, Noorzad A, Rahimian M. 2009. Mitigation of wind-induced motion of Milad tower by tuned massdamper. Structural Design of Tall and Special Buildings.

13-US-Japan Cooperative Structural Testing Research Program on Smart Structural Systems”, UJNR Panel on wind and seismic effects, Volume 1, Number 5, February 2004.

14- Smart Damping Technologies for Dynamic Hazard Mitigation by B.F. Spencer Jr.

MR (Bouc Wen)

1-Ikhouane F, Rodellar J. Systems with Hysteresis: Analysis, Identification and Control Using the Bouc-Wen Model. Wiley: New York, 2007.

2-J. Poynor, Innovative designs for magneto-rheological dampers, MS thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA; 2001

3-F. Yi, S. J. Dyke, J. M. Caicedo, and J. D. Carlson, Seismic response control using smart dampers, Proceedings of the 1999 American Control Conference, San Diego, California, June 23-25 (1999a), 1022–26.

4-Experimental verification of multi-input seismic control strategies for smart dampers, Journal of EngineeringMechanics 127 (2001), 1152–1164.

5- B. F. Spencer, S. J. Dyke, M. K. Sain, and J. D. Carlson, Phenomenological model of a magnetorheological damper, J. Engrg. Mech., ASCE 123 (1997a), 230–238

6- S. Narasimhan, S. Nagarajaiah, E. A. Johnson, and H. P. Gavin, Smart base-isolated benchmark building. Part I: Problem definition, Journal Structural Control and HealthMonitoring 13 (2006), 573–588MR.

Capitolo 2

1- Emanuele Renzi “Il controllo semi attivo delle vibrazioni strutturali: teoria ed applicazione “tesi di dottorato presso Università La sapienza -2001

- 2- E. A. Johnson, J. C. Ramallo, B. F. Spencer, and M. K.Sain, Intelligent base isolation systems, Proceedings of theSecond World Conference on Structural Control, Kyoto, Japan, June, 1 (1998), 367–376
- 3-Q. P. Ha, N. M. Kwok, M. T. Nguyen, B. Samali, and J. Li, Mitigation of seismic responses on building structures using MR dampers with Lyapunov-based control, Struc. Control Health Monit. 15 (2008), 604–621.
- 4- Mohammed Ismail, “An Innovative Isolation Device for Aseismic Design” Ph.D thesis, Universitat Politecnica de Catalunya(2009).
- 5- Fabio Grassi “Caratterizzazione Sperimentale Dispositivo a Fluido magnetoreologico” tesidi dottorato presso Università La sapienza.
- 6- Xi, Wang “Performance Based Implementation of Seismic Protective Devices for Structures” Ph.D thesis,UCLA (2014).
- 7-G. Yang, Large-scale magnetorheological fluid damper for vibration mitigation: Modeling, testing and control, Ph.D dissertation,University of Notre Dame (2001).
- 8-Carlson, J.D. & Jolly, MR-fluid, foam and elastomer devices, Mechatronics 10 (2000) p. 555.569.
- 9-Heinonen, J. Simulating Smart Connector by ABAQUS/Standard, VTT Internal Report prepared for the topic Embedded structural intelligence in VTT’s technology theme Intelligent Products and Systems, 2002, 16 p.
- 10-Oh, H-U. & Onoda, J. An experimental study of a semi-active magneto-rheological fluid variable damper for vibration suppression of truss structures, Smart Mater. Struct. 11(2002) 156.162
- 11-Large-scale real-time hybrid simulation of a three-story steel framebuilding with magneto-rheological dampers.
- 12-Yunbyeong Chae, James M. Ricles and Richard Sause, Modeling of a large-scale magneto-rheological damper for seismic hazard mitigation. Part I: Passive mode (2012).
- 13-Yunbyeong Chae, James M. Ricles and Richard Sause.Modeling of a large-scale magneto-rheological damper for seismichazard mitigation. Part II: Semi-active mode (2012).

1-Jolly, M. R., Carlson, J. D. & Muñoz, B. C. “A model of the behaviour of magnetorheological materials”. *Smart Mater. Struct.* 5, 607–614 (1996).

2-Anna Boczkowska and Stefan Awietjan (2012). “Microstructure and Properties of Magnetorheological Elastomers”, *Advanced Elastomers - Technology, Properties and Applications*, D.Sc. Anna Boczkowska (Ed.),

3-Behrooz, M., Wang, X. & Gordaninejad, F. “Performance of a new magnetorheological elastomer isolation system”. *Smart Mater. Struct.* 23, 045014 (2014)

4- Li Y., Li J., Tian T. and Li W. A highly adjustable magnetorheological elastomer base isolator for real-time adaptive control. *Smart Material Structures*, 22(9): 095020, 2013.

5- Li Y, Li J, Li W and Samali B 2013 Development and characterization of a Magnetorheological elastomer based adaptive seismic isolator *Smart Mater. Struct.* 22035005.

6- Y. Yu, Y. Li and J. Li A New Hysteretic Model for Magnetorheological Elastomer Base Isolator and Parameter Identification Based on Modified Artificial Fish Swarm Algorithm.

7-Yang J., Du H., Li W., Li Y., Li J., Sun S. and Deng H. “Experimental study and modeling of a novel magnetorheological elastomer isolator”. *Smart Material Structures*, 22(11): 117001, 2013.

CAPITOLO3

1-A. Giuffrè (A cura di): “Sicurezza e conservazione dei centri storici – Il caso Ortigia”, Ed. Laterza.

2-H.K. Hilsdorf (1972): “Masonry materials and their physical properties”, *Proc. of the Int. Conf. on Planning and design of Tall Buildings*.

2-J. Rondelet: “Trattato teorico pratico dell'arte di edificare”, Mantova, F.lli Negretti, 1834, Libro IX, Teoria delle costruzioni.

3-R. Lotfi, P.B. Shing (1994): “Interface model applied to fracture of masonry structures”. J. of Structural Engineering (ASCE), 120(1) 63-80.

Mann W.; Konig G.; Otes A. (1988). Tests of masonry walls subjected to seismic forces. Brick and Block Masonry (8 th IBMAC) London, Elsevier Applied Science, 2, 764773.

4- L. Gambarotta e S. Lagomarsino: “Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: The mortar joint model and its applications. Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 26 424-439.

Calderini C.; Lagomarsino S. (2008). Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry. Journal of structural engineering, (134).

5-P.B. Lourenço, J.G. Rots (1997): “Multisurface interface model for analysis of masonry structures”. J. of Engineering Mechanics (ASCE), 123(7) 660-668.

6-Lagomarsino S., Podestà S., 2004b, Damage and vulnerability assessment of the churches after the 2002 Molise, Italy, earthquake, Earthquake Spectra 20,

7-A. Brencich e S. Lagomarsino: “Un modello a macroelementi per l’analisi ciclica di pareti murarie”. Atti 8° convegno nazionale ANIDIS, Taormina, 21-24 settembre, 1997.

8-J. H. Argyris. “Energy theorems and structural analysis: part I”. Aircraft Eng., 26, 1954

9-Abaqus standard Theory Manual, Hibbitt Karlsson and Sorensen version 6.7, USA 2008.

9-Giordano A., Sulla capacità sismica delle chiese a pianta basilicale. Tesi di dottorato in Ingegneria delle strutture all’Università degli Studi di Napoli Federico II.

10-PLUIJM, R. VAN DER - 'Shear behavior of bed joints', Proc. 6th North American Masonry Conf., Ed. A.A. Hamid and H.G. Harris, Philadelphia, Pennsylvania, 125-136, 1993

11-Demir, C." Seismic Behavior of Historical Stone Masonry Multi-Leaf Walls ", PhD Dissertation. Turkey: Istanbul Technical University (ITU). 2012

12-Lourenço, P.B., 1996. Computational strategies for masonry structures. Ph.D. Thesis. Delft, The Netherlands: Delft University

13-Lourenço, P.B., 1994. Analysis of masonry structures with interface elements: Theory and Applications. Report. Delft, The Netherlands: Delft University.

14-Lee, J. & Fenves, G.L., 1998. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. Journal of Engineering Mechanics, 124(8), pp.892-900

15-Lubliner, J. et al., 1989. A plastic-damage model for concrete. International Journal of Solids and Structures, 25(3), pp.299-326.

18- Kent, D.C. & Park, R. 1971. "Flexural members with confined concrete". J. of Struct. Engrg. Div., ASCE, 97(7).

16-GANZ, HR. and THURLIMANN, B. (1982). Tests on the biaxial strength of masonry (in German). Report No.7502-3, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Zurich, Switzerland

17-Li T, Galati N, Tumialan JG, Nanni A. Analysis of unreinforced masonry concretewalls strengthened with glass fiber-reinforced polymer bars. ACI Struct J2005;102(4):569–77.

TIME HISTORY

1-<http://smd.bhrc.ac.ir/Portal/Records/Details/3168-02?c=4413>

2-S. Suzuki, M. fatemi, "Strong ground motions of the Bam Earthquake, South east of Iran" Bull. Earthq. Res. Inst.Univ. Tokyo Vol. 79, (2004) pp.47-57

3-Eshghi, S. and Zaré, M. “Bam (SE Iran) earthquake of 26 December 2003, Mw6.5: A Preliminary Reconnaissance Report”, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, 2003

4-Langenbach R. La dinamica dei suoli e gli effetti del sisma sull'architettura di terra della cittadella di Bam. In Master Universitario in \Conservazione e recupero dell'edilizia storica", Facolt_a di Architettura dell'Università degli Studi di Chieti-Pescara. (2005)

5-Ashtinay. Preliminary observations on the Bam, Iran, Earthquake of Dec. 26, 2003, EERI, aprile 2004

6-Trifunac, M.D. and Brady, A.G. (1975). “A study on the duration of strong earthquake ground motion”. Bulletin of the Seismological Society of America 65, 581-626

7- E. L. TOLLES – E. E. KIMBRO – W. S. GINELL, Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures, Getty Conservation Institute Publications, Los Angeles, 2002

CAPITOLO4

1-Naeim, F.; Kelly, J.M. Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice, 1st ed. John Wiley and Sons: Hoboken, NJ, USA, 1999

2-Treloar LRG (1975) “The physics of rubber elasticity 3rd edition, Clarendon Press, Oxford.

3-Lindley PB (1974) “Engineering design with Natural Rubber” NR Rubber Bulletin 15-20

4-Mullins, Thomas (1960), “Determination of Degree of Crosslinking in Natural Rubber Vulcanizates. Part V. Effect of Network Flaws due to Free Chain Ends”, Journal Polymner Science 43, 13-21.

5-R.D. Thomson, A.E. Birkbeck, T.D. Lucas. Hyperelastic modelling of nonlinear running surfaces. Sports Engineering, 2001.

6-Warn, G. P., and Whittaker, A. S. (2006). "A study of the coupled horizontal-vertical behavior of elastomeric and lead-rubber seismic isolation bearings." Report MCEER-06-001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, NY.

7-Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kalpakidis, Y., Fenz, D. M., and Warn, G. P. (2007). "Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading." Report MCEER-07-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, NY.

8-Grant, D. N., Fenves, G. L., and Whittaker, A. S. (2004). "Bidirectional modeling of high-damping rubber bearings." Journal of Earthquake Engineering, 8(sup001), 161-185.

9-Kumar, M., Whittaker, A., and Constantinou, M. (2015). "Experimental investigation of cavitation in elastomeric seismic isolation bearings." Engineering Structures, 101, 290-305. [Link](#)

10-Kumar, M., Whittaker, A. S., and Constantinou, M. (2013). "Development of mathematical models of elastomeric seismic isolation bearings for analysis under extreme loading (in preperation)." Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY

11- Kilar, V. & Koren. 2008, Seismic behavior of asymmetric base isolated structures with various distributions of isolators.

12-Garevski, M. & Kelly, M. J., 1996. Evaluation of the proper functioning of the rubber isolators of the primary school Pestalozzi in Skopje under strong earthquake. U.S. Macedonian science and technology program-project proposal.